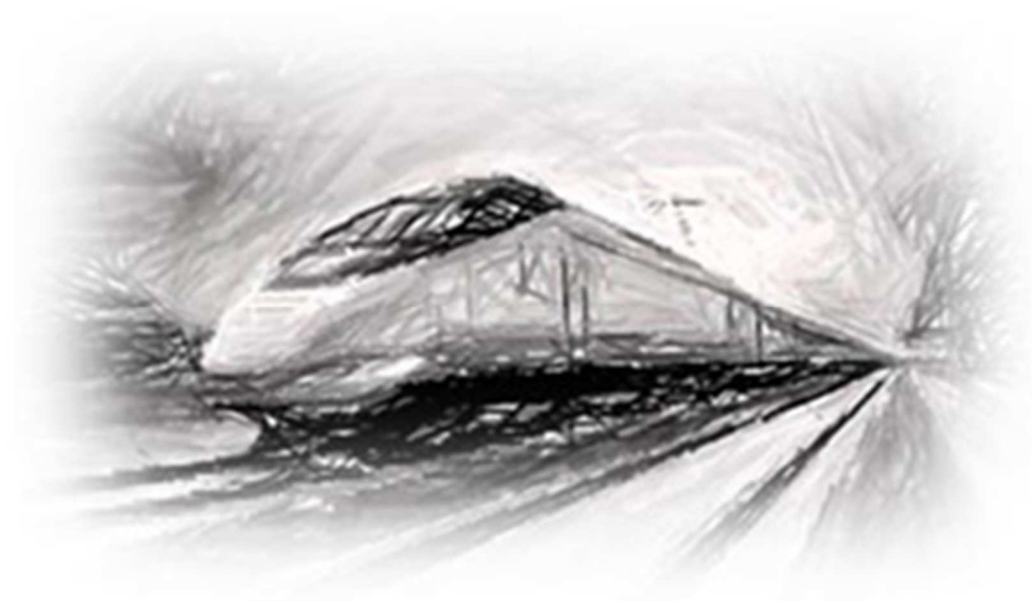


**LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE
PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA**
TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ
SUBTROÇO A5 – KM 69+563 AO KM 71+029



PROJETO DE EXECUÇÃO
V02 – INFRA-ESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA FÉRREA)
Tomo 02.03.00.691 – V 69.1 - VIADUTO DE CAMPANHÃ

Memória Descritiva e Justificativa

Controlo de Assinaturas

Realizado	Revisto	Aprovado Coordenador Projeto
Ana Rita Joaquim Luís Xavier Pedro Azevedo Rodrigo Borges Rúben Batista	Susana Bispo	Pedro Cabral Tiago Vieira
14-08-2025	14-08-2025	14-08-2025
Data e Assinatura	Data e Assinatura	Data e Assinatura

Não necessita de assinatura se aprovado eletronicamente

Informação Adicional	Informação do Documento	
O Gestor de Projeto -	Código Documento PF102A5.PR.02.03.00.691.MDJ.01	
O Responsável Unidade -	Revisão 01	Data 30-04-2026
O Responsável Departamento -	Código Projetista P433.VCMP	
O Diretor -	Nome do Ficheiro PF102A5.PR.02.03.00.691.MDJ.01.docx	

Registo de Alterações

Rev	Data	Autor	Secção Afetada	Alterações
00	14-08-2025	Vários	Edição inicial	-----
01	30-04-2026	Vários	Revisão Geral	Revisão Geral

LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO (CAMPANHÃ) E LISBOA**TROÇO PORTO (CAMPANHÃ) A OIÃ****SUBTROÇO A5 – KM 69+563 AO KM 71+029****PROJETO DE EXECUÇÃO****V02 – INFRA-ESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA FÉRREA)****TOMO 02.03.00.691 – V 69.1 - VIADUTO DE CAMPANHÃ****MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA****ÍNDICE**

1	INTRODUÇÃO	1
2	CONDICIONAMENTOS	2
2.1	Condicionamentos Topográficos.....	2
2.2	Condicionamentos Ferroviários.....	3
2.3	Condicionamentos Viários.....	4
2.4	Condicionamentos Ambientais	5
2.5	Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos	5
2.6	Condicionamentos de Drenagem.....	6
2.7	Condicionamentos de Serviços Afetados	6
2.8	Condicionamentos Construtivos	7
2.9	Condicionamentos de Segurança e Saúde	8
3	GEOLOGIA E GEOTECNIA DO LOCAL	9
3.1	Enquadramento Geomorfológico.....	9
3.2	Litologia e Estratigrafia	10
3.3	Tectónica	12
3.4	Enquadramento Geológico-Geotécnico Local.....	13
3.4.1	Campanhas de Prospeção Geológico-Geotécnica Realizadas.....	13
3.4.2	Descrição do Cenário Geológico-Geotécnico Local	16
3.5	Zonamento Geotécnico	33
3.6	Condições de Fundação e Aspetos Construtivos.....	37
4	SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....	39
4.1	Conceção Geral.....	39
4.2	Tabuleiro	40
4.3	Pilares	41

4.4	Estrutura de Transição e Encontro	43
4.5	Equipamentos	44
5	DRENAGEM	45
6	RETORNO DE CORRENTES DE TRAÇÃO, TERRAS E PROTEÇÕES.....	46
7	MATERIAIS E DURABILIDADE	47
8	PROCESSOS CONSTRUTIVOS.....	49
9	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	52
9.1	Regulamentos e Normas	52
9.2	Ações	52
9.3	Combinações de Ações	53
9.4	Métodos de Dimensionamento.....	54
9.5	Critérios de Verificação da Segurança	54
9.5.1	Aspetos Gerais.....	54
9.5.2	Estados Limites de Utilização	54
9.5.3	Estados Limites Últimos.....	55
9.5.4	Interação Via-Estrutura	55
9.5.5	Efeitos Dinâmicos	56
9.5.6	Segurança na Fase Construtiva	56
9.5.7	Segurança da Estrutura de Transição e do Encontro.....	56
9.5.8	Segurança das Fundações	56
10	INSPEÇÃO, MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO.....	58

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Extrato de um dos desenhos do projeto do atual Viaduto de Campanhã, com o perfil transversal a assegurar para a Rua do Freixo	2
Figura 2 – Fotografia da construção do atual Viaduto de Campanhã	7
Figura 3 – Mapa hipsométrico simplificado da Plataforma Litoral do Porto (Cartografia base: Série Cartográfica Nacional - 1/25000 Digital; Fernandes, 2020) e representação esquemática, a vermelho, da área em estudo.....	9
Figura 4 – Representação esquemática da área em estudo sobre excerto da Folha 09-C (Porto), da Carta Geológica de Portugal, à escala 1:50.000 e respetiva legenda	12
Figura 5 - Principais lineamentos tectónicos da região do Porto/Vila Nova de Gaia e representação esquemática, a vermelho, da área em estudo (extraído e adaptado de Araújo et al, 2003).	13
Figura 6 – Localização aproximada das carotes efetuadas sobre o muro existente, junto à passagem do Rego do Lameiro	16

Figura 7 – Pressão limite p_l^* por zona geotécnica em função da profundidade.....	21
Figura 8 – Módulo de deformabilidade (E) por zona geotécnica em função da profundidade	21
Figura 9 – Rácio E_M/PI^* por zona geotécnica vs profundidade.....	22
Figura 10 – Permeabilidade dos solos ensaiados, agrupados por zona geotécnica, em função da profundidade.....	23
Figura 11 – Correlação entre porosidade e tensão de rotura	32
Figura 12 – Correlação entre a tensão de rotura obtida em resistência à compressão simples e ensaio de carga pontual	33
Figura 13 – Estimativa empírica da tensão admissível em ZG2 e ZG1, considerando um maciço rochoso do tipo 2 (ver Quadro 18). Capacidade resistente presumida do terreno de fundações superficiais quadradas em rocha (Extraído do Anexo G da NP EN 1997-1: 2010)	37
Figura 14 – Alçado do Viaduto de Campanhã	39
Figura 15 – Secção transversal do tabuleiro do viaduto existente	40
Figura 16 – Secção transversal do tabuleiro a meio vão dos tramos da zona de largura constante	40
Figura 17 – Secção transversal do tabuleiro a meio vão dos tramos da zona de largura variável	41
Figura 18 – Vista de um alinhamento de pilares correntes (imagem retirada do modelo BIM).....	41
Figura 19 – Vista de um alinhamento de pilares dotado de travessa (imagem retirada do modelo BIM)	42
Figura 20 – Vista de um pilar de junta em delta (imagem retirada do modelo BIM).....	42
Figura 21 – Faseamento construtivo – Etapa 1 de 5	50
Figura 22 – Faseamento construtivo – Etapa 2 de 5	50
Figura 23 – Faseamento construtivo – Etapa 3 de 5	50
Figura 24 – Faseamento construtivo – Etapa 4 de 5	50
Figura 25 – Faseamento construtivo – Etapa 5 de 5	51

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Coordenadas das sondagens incluídas na campanha de prospeção executada pela Geocontrole (2023).....	14
Quadro 2 - Coordenadas das sondagens executadas pelo Adjudicatário durante a fase de concurso (2024).....	14
Quadro 3 - Coordenadas das sondagens executadas pelo Adjudicatário durante a fase de Projeto de Execução (2025 - 2026)	14
Quadro 4 – Localização aproximada das carotes realizadas no muro existente, executadas pelo Adjudicatário durante a fase de Projeto de Execução (2025 - 2026)	16
Quadro 5 – Profundidade do nível de água medido no final das sondagens	17
Quadro 6 – Relação entre o rácio E_M/PI^* e o fator α , por tipo de solo	20
Quadro 7 – Resumo estatístico dos resultados obtidos nos ensaios pressiométricos, agrupados por zona geotécnica	20
Quadro 8 – Resumo estatístico dos resultados obtidos nos ensaios Lefranc, agrupados por zona geotécnica	23
Quadro 9 – Classificação do maciço rochoso em função da permeabilidade Lugeon (adaptado de Quiñones-Rozo, 2010)	24
Quadro 10 – Síntese dos resultados obtidos em ensaios Lugeon	25
Quadro 11 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais de identificação em amostras de solos	28
Quadro 12 – Resultados obtidos em ensaios de corte direto e em ensaios triaxiais CD	29

Quadro 13 – Resultados obtidos nos ensaios RCU realizados em fase de atualização de Estudo Prévio (IP, 2023).....	31
Quadro 14 - Resultados obtidos nos ensaios RCU realizados na presente fase (2025 - 2026)	31
Quadro 15 – Zonamento Geotécnico (Descrição)	33
Quadro 16 - Zonamento Geotécnico (parâmetros geotécnicos).....	34
Quadro 17 – Tensão admissível estimada para solos arenosos em função da sua compacidade (baseado na BS 8004 – 1986)	36
Quadro 18 – Agrupamento de rochas brandas e fraturadas (extraído do Anexo G da NP EN 1997-1: 2010).....	36
Quadro 19 – Viaduto de Campanhã. Características dos betões.....	47

1 INTRODUÇÃO

Para o Lote A - Troço Porto (Campanhã) / Aveiro (Oiã) da nova Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Porto e Lisboa, está prevista a construção de várias obras de arte especiais, nomeadamente Pontes e Viadutos, entre os quais o Viaduto de Campanhã.

Este documento refere-se à Memória Descritiva e Justificativa do Viaduto de Campanhã abordando-se especificamente o seu projeto e as soluções propostas, dando-se especial destaque às razões que levaram à escolha concetual proposta.

O Viaduto de Campanhã desenvolve-se numa zona urbana, com múltiplos constrangimentos de ocupação superficial, e faz a ligação entre o tabuleiro superior da nova Ponte sobre o Rio Douro e a Estação de Campanhã. Importa também referir que o novo viaduto estará extremamente próximo ou justaposto ao Viaduto de Campanhã existente.

A solução apresentada neste estudo é aquela que a geometria do traçado, as condições topográficas e geotécnicas, os obstáculos a transpor e os condicionamentos impostos aconselharam como sendo a mais favorável, quer do ponto de vista estrutural, quer do ponto de vista da adequada integração da obra no ambiente circundante.

Nos pontos seguintes descreve-se a solução preconizada e os seus condicionamentos e apresentam-se todos os aspetos considerados relevantes e específicos desta importante infraestrutura e travessia ferroviária.

2 CONDICIONAMENTOS

2.1 CONDICIONAMENTOS TOPOGRÁFICOS

O Viaduto de Campanhã desenvolve-se ao longo do flanco da encosta que ocorre sobranceira ao Rio Douro numa zona moderadamente urbanizada, sendo de realçar a existência de múltiplos constrangimentos de ocupação superficial.

Os principais condicionamentos topográficos podem ser sumarizados da seguinte forma:

- Viaduto de Campanhã existente ao qual a nova obra se justapõe numa extensão significativa.
- Plataforma da Estação de Campanhã, no extremo Norte da obra.
- Ramal de Alfândega, antiga linha de Caminho de Ferro, atualmente desativada. De acordo com as pretensões da Câmara Municipal do Porto encontra-se assegurado um corredor com 4 metros de largura reservado para uma futura infraestrutura viária, ainda por definir.
- Calçada do Rego Lameiro, cuja transposição é assegurada pelo vão localizado entre os pilares P15 e P16. Importa, no entanto, referir que esta via está já interrompida ao tráfego viário pela presença de um pilar do viaduto existente, servindo atualmente apenas como passagem pedonal.
- Antiga passagem inferior metálica, associada ao Ramal de Alfândega, que transpõe a Calçada do Rego Lameiro, também transposta pelo vão localizado entre os pilares P15 e P16 do novo viaduto.
- Muro de suporte de pedra emparelhada, de grandes dimensões, localizado nas traseiras do Condomínio Varandas do Douro, que serve de contenção aos aterros do Ramal de Alfândega existente e que resultou numa implantação de pilares do mesmo alinhamento com alturas e cotas de fundação muito díspares, ora sobre o aterro superior do muro ora junto à sua fundação.
- Rua do Freixo, cuja transposição é assegurada pelo vão localizado entre os pilares P29 e P30, e cujo vão livre final é idêntico ao do vão do viaduto existente que transpõe este arruamento, cumprindo-se assim uma largura de via útil de 18,0 m, consentânea com um futuro alargamento da Rua do Freixo, como foi previsto no projeto do viaduto existente (ver perfil em baixo)

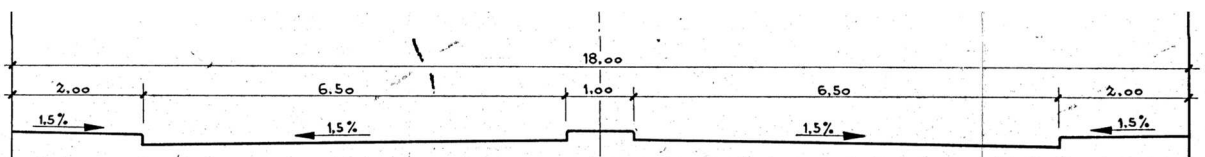


Figura 1 – Extrato de um dos desenhos do projeto do atual Viaduto de Campanhã, com o perfil transversal a assegurar para a Rua do Freixo

- Muro de suporte em alvenaria de pedra, associada ao encontro Norte do viaduto existente, paralelo à Rua do Freixo e junto aos novos pilares P30, a demolir parcialmente junto ao topo para encaixe do tabuleiro e apoios do novo viaduto.
- Rua da China que se desenvolve paralelamente ao viaduto existente e parcialmente sobre o mesmo alinhamento do Ramal de Alfândega. Esta rua tem atualmente uma utilização muito limitada e ficará totalmente sob a implantação do futuro Viaduto de Campanhã.

- Rua Pinheiro de Campanhã, localizada junto ao encontro Norte do Viaduto de Campanhã e que será desativada com a construção do alargamento da plataforma ferroviária e do tabuleiro do novo viaduto que lhe está associado. Esta rua será restabelecida ligeiramente a Nascente, nas imediações do alinhamento do Ramal de Alfândega existente, estando o projeto a ser desenvolvido em consonância com o novo layout do projeto de ampliação da Estação de Campanhã.
- Novo empreendimento habitacional “Aurios”, atualmente em construção, com o qual o viaduto não tem qualquer interferência.
- Em geral, a moderada a forte pendente transversal da zona atravessada pelo novo viaduto.

2.2 CONDICIONAMENTOS FERROVIÁRIOS

O Viaduto de Campanhã situa-se entre os kms 69+551,117 e 70+241,117 da Via Descendente do Troço Oiã / Porto (Campanhã) da Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Porto e Lisboa.

A obra desenvolve-se em estrita concordância com o projeto ferroviário, isto é, em planta e ao longo do alinhamento da Via Descendente encontra-se numa sequência de alinhamentos retos e curvas circulares, com raio máximo de 1000 m e mínimo de 313,5 m, e a partir do km 70+182, na aproximação à Estação de Campanhã, numa sequência de curvas circulares e clotóides com raios mais apertados, sendo o raio mínimo 300 m.

Entre o km 69+551,117 e o km 69+692 (VD) o tabuleiro comporta um perfil transversal tipo de via balastrada associada a via dupla, com bitola de 1.668 mm, sendo a plataforma definida por:

- Distância entre vias..... 4,70 m
- Distância de segurança entre o eixo da via e o murete lateral 2,20 m
- Passadiço, incorporando guardas 2,45 m

Resultando uma largura total da plataforma de 14,00 m.

Do km 69+692 (VD) até ao extremo Norte do viaduto o tabuleiro comporta diversas vias adicionais necessárias à aproximação da Estação de Campanhã, que resultam numa largura variável que atinge um valor máximo da ordem dos 25,6 m. A plataforma acomoda tanto as vias que percorrem todo o tabuleiro do novo viaduto como aquelas que entrecruzam, em três zonas distintas, com a plataforma do viaduto existente.

Em termos de perfil longitudinal a rasante desenvolve-se numa sequência de traineis, que variam entre uma inclinação mínima de 0,0 ‰ no troço inicial do viaduto e máxima de 3,93 ‰ no troço final de aproximação à Estação de Campanhã.

Sobre o tabuleiro do Viaduto de Campanhã os carris são, na maioria dos casos, constituídos por barras longas soldadas com 288 m de comprimento que serão assentes em travessas para via balastrada com fixação polivalente (bitola ibérica e bitola europeia). Sobre o tabuleiro serão instalados diversos aparelhos de mudança de via (AMV) e outros dispositivos da infraestrutura ferroviária para fazer face às necessidades de implantação das diferentes linhas e aproximação à Estação.

A necessidade de colocação de todos os dispositivos da infraestrutura ferroviária resultou, ainda, na imposição de alinhar as juntas de dilatação estrutural do viaduto existente com as do novo viaduto.

Por conseguinte, houve uma preocupação de alinhar, na medida do possível, os apoios do novo viaduto com os do viaduto existente.

Na extensão do viaduto que fica justaposta com o atual Viaduto de Campanhã a transição entre os dois tabuleiros é feita de forma contínua, mas estruturalmente independente, ou seja, sobre uma junta de dilatação longitudinal. Como tal, nas zonas de atravessamento das vias entre uma (nova) e outra (existente) plataforma será necessário demolir as correspondentes secções dos passadiços do viaduto existente, e restabelecer o respetivo caminho de cabos sob a respetiva laje. Para estas zonas de atravessamento, foram realizados estudos locais específicos para se garantir que está assegurada a adequada rigidez e controle de deformação diferencial no atravessamento das duas estruturas, cujos tabuleiros têm diferente conceção.

Assim, o tabuleiro comporta a via ferroviária bem como a estrutura da própria catenária e iluminação viária. O balastro será contido lateralmente por muretes em betão armado e tem uma espessura mínima de 0,30 m. Existem ainda caleiras de cabos contínuas, com tampas amovíveis, e passadiços. Cumulativamente, nos passeios, está prevista a colocação e fixação de postes de catenária através de base aparafusada e incluindo uma base de reserva. Nas extremidades das consolas existem vigas de bordadura nas quais se apoiam os guarda-corpos metálicos.

O tabuleiro é dotado de passadiços para evacuação lateral e assegurar a manutenção. Estes passadiços são dotados de guarda-corpos dispostos de modo a não permitir a queda de pessoas e objetos.

A variação de rigidez entre a superestrutura apoiada em obra de arte e em aterro é um dos pontos chave para a adequada exploração e conservação da via férrea. Assim, no tardo do encontro Norte é previsto um bloco técnico constituído por cunhas de aterro técnico de transição de rigidez até ao aterro corrente da via, o qual é apresentado em volume específico. Na extremidade Sul do viaduto não está prevista a construção de um bloco técnico, uma vez que a transição entre o Viaduto de Campanhã e a Ponte do Douro é concretizada através de uma Estrutura de Transição que é encimada por uma laje de betão armado, conferindo uma rigidez similar à que se obtém sobre os tabuleiros das 2 obras de arte.

A proximidade de linhas eletrificadas ativas e de postes de catenária e sinalização no viaduto existente contíguos à obra a construir, constitui um forte constrangimento à construção do novo Viaduto de Campanhã.

2.3 CONDICIONAMENTOS VIÁRIOS

A modelação dos vãos e implantação dos pilares do Viaduto de Campanhã foi fortemente condicionada por forma a assegurar, numa grande parte da sua extensão, um corredor com uma largura mínima de 4 metros para a implantação de um futuro alinhamento para o Ramal de Alfândega. Conforme exigido pela CM Porto, a reserva desse corredor sob o Viaduto de Campanhã teria que permitir a implantação de uma futura via (de uso ainda indefinido) com um traçado, quer em planta quer em perfil longitudinal, o mais linear e fluído possível que permita a circulação de um autocarro.

Como já referido nesta Memória, o Viaduto de Campanhã assegura a transposição da Calçada do Rego Lameiro e da Rua do Freixo, respetivamente nos vãos localizados entre os pilares P15/P16 e P29/P30. A modulação de vãos adotada respeita, no mínimo, os gabaritos horizontais do viaduto existente.

Os gabaritos verticais mínimos são assegurados, incluindo para as estruturas provisórias de apoio à construção ou as proteções que devem instalar-se sobre estas vias durante a construção do novo viaduto, assumindo particular relevância o atravessamento da Rua do Freixo.

2.4 CONDICIONAMENTOS AMBIENTAIS

As condicionantes ambientais fundamentais para o desenvolvimento do estudo dizem respeito às recomendações decorrentes do processo de Avaliação de Impacte Ambiental (AIA) a que o projeto do Lote A foi sujeito, tendo sido emitida, a 21 de agosto de 2023, a Declaração de Impacte Ambiental (DIA), favorável condicionada.

Assim, de modo a dar seguimento ao referido nas “Condicionantes para Projeto de Execução” constantes da DIA, a solução estrutural adotada bem como os respetivos processos construtivos foram orientados pela necessidade de observar os condicionamentos ambientais e paisagísticos.

Foi dada especial atenção ao enquadramento e integração paisagística da obra de arte, para esbater, minimizar e compensar significativamente os seus eventuais impactes negativos.

Durante a construção do viaduto serão tomados os cuidados necessários para minimizar a afetação das zonas adjacentes, recorrendo a processos construtivos que minimizem a ocupação do solo envolvente.

Na fase de construção admitem-se alguns impactos, contudo temporários, devido à perturbação induzida pela obra na área de intervenção. Não obstante o carácter temporário, foram privilegiados processos construtivos menos impactantes, adaptados à zona urbana em que o viaduto se insere, tais como o recurso a asnas e cavaletes descontínuos.

De forma a reduzir os impactes ambientais decorrentes da sua construção, foram também considerados na conceção da obra os condicionamentos ambientais para assegurar a gestão dos resíduos resultantes das obras de construção.

2.5 CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

O Viaduto de Campanhã desenvolve-se ao longo do flanco da encosta que ocorre sobranceira ao Rio Douro, do lado Norte, sendo estes terrenos de natureza granítica. Em vários locais, de modo a acomodar caminhos, infraestruturas de habitação e ainda as antigas infraestruturas ferroviárias que operavam neste local, foi necessário executar muros de contenção e aterros, os quais foram detetados nas sondagens executadas ao longo do Viaduto de Campanhã.

Face ao cenário topográfico e geotécnico extremamente complexo e variável, torna-se evidente a exigência da adoção de soluções para as fundações dos apoios do novo viaduto que contemplem o mínimo de ocupação de espaço, a limitação ao máximo das alturas das escavações a executar e a escolhas de soluções que permitam adaptar-se o melhor possível à variabilidade de cenários geotécnicos patentes. Contudo, será quase certa a necessidade de adaptação de algumas das soluções aquando da sua execução em fase de obra e depois de abertos os caboucos.

No capítulo 3 descreve-se em detalhe todo o enquadramento geológico e geotécnico local e as condições de fundação que tiveram que ser consideradas nas soluções propostas para cada apoio.

2.6 CONDICIONAMENTOS DE DRENAGEM

Os condicionamentos de drenagem considerados são os impostos pelo ambiente urbano em que a obra se insere, em que não é recomendável a descarga direta para o terreno das águas pluviais coletadas sobre o tabuleiro, pelo que o tabuleiro disporá de sistemas de drenagem e encaminhamento das águas para os locais adequados.

2.7 CONDICIONAMENTOS DE SERVIÇOS AFETADOS

De acordo com a informação disponibilizada pelas empresas AdDP – Águas do Douro e do Paiva e AEdP - Águas e Energia do Porto foi possível identificar diversas condutas de abastecimento de água afetadas pela construção do viaduto. Listam-se, de seguida, as condutas interferidas:

- Conduto DN900 FF, que se desenvolve ao longo do traçado do viaduto, entre os alinhamentos de pilares P5 e P12 onde vira para Sul. É interferida pelas fundações dos pilares P11 e P12 do intradorso e pela fundação do pilar P13 de extradorso, pelo que está previsto o seu desvio sendo objeto de projeto próprio;
- Conduto DN750, que cruza a obra no tramo entre os pilares P15 e P16, desenvolvendo-se ao longo da Calçada do Rego Lameiro, e que é interferida pelas escavações necessárias para a execução da fundação do pilar P15 de extradorso;
- Conduto DN600 FF, que se desenvolve paralelamente ao traçado do viaduto, entre os alinhamentos da estrutura de transição e do pilar P5 onde vira para norte, sendo afetada pela construção pela fundação deste pilar;
- Conduto de rede em baixa de serviço, de diâmetro desconhecido, que se desenvolve paralelamente ao traçado do viaduto, entre os alinhamentos da estrutura de transição e do pilar P9 onde vira para norte, sendo afetada pela construção das fundações deste pilar;
- Conduto adutora, de diâmetro desconhecido, que se desenvolve longitudinalmente sob o tabuleiro entre os pilares P27 e a Rua do Freixo sendo interferida pelas fundações dos pilares P27 e P29.

As condutas acima referidas serão tidas em consideração durante a construção do viaduto, sendo necessário proceder ao seu desvio e à sua reposição de forma definitiva numa localização próxima.

No que se refere à rede de águas pluviais existente, como seria expectável, é interferida pela construção do viaduto em diversas zonas, havendo a necessidade de a adaptar para a nova configuração dos apoios.

Com base nos registos fornecidos pela e-Redes foram identificadas linhas de baixa tensão na zona de implantação do viaduto, que se listam de seguida:

- Linha BT, que cruza a obra entre os pilares P3 e P5, sendo afetada pelo pilar P4 mais próximo do viaduto existente;
- Linha BT, que se desenvolve ao longo da Calçada do Rego Lameiro, sendo afetada pelo pilar P16 mais próximo do viaduto existente;
- Linha BT, que se desenvolve ao longo da Rua do Freixo, sendo afetada pelos pilares P30.

Estas linhas serão tidas em consideração durante a construção dos pilares referidos e serão desviadas provisoriamente ou repostas definitivamente numa localização próxima.

Nos alinhamentos de pilares P19, P23 e P30 identificou-se a existência de cabos de telecomunicações que serão tidos em consideração durante a sua construção, sendo desviados temporariamente ou repostos definitivamente numa localização próxima.

Para além destes condicionamentos, foram contactadas todas as entidades cujas infraestruturas pudessem vir a ser afetadas pela construção do Viaduto de Campanhã, tendo sido confirmado que não há quaisquer interferências com todos os potenciais serviços afetados.

2.8 CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS

Os condicionamentos construtivos a atender são os que resultam da proximidade de estruturas existentes, vias ferroviárias e rodoviárias em serviço, transposição de linhas de água, ou resultantes da geometria própria da obra, respetiva altura ao solo ou outros aspetos, sendo a sua consideração fundamental na conceção da obra.

Face ao local em que a obra se desenvolve, ao longo da encosta existente na margem norte do Rio Douro, no qual serão a atender aspetos de natureza urbana, associados a condições geotécnicas muito distintas, preconizaram-se soluções para as fundações, pilares e tabuleiro que minimizassem o impacto no meio envolvente durante a construção do viaduto. No fundo, trata-se de uma solução similar ao atual Viaduto de Campanhã (na altura denominado Viaduto de Rego Lameiro) cujos condicionamentos de construção eram os mesmos ou muito idênticos.



Figura 2 – Fotografia da construção do atual Viaduto de Campanhã

Na escolha dos processos construtivos serão privilegiados os que forem menos impactantes e adaptados à zona urbana em que o viaduto se insere, assegurando as acentuadas diferenças na altura do tabuleiro ao solo, tais como o recurso a asnas e cavaletes descontínuos. Admite-se a utilização de um cimbre superior auto-lançável de dimensão moderada, mas devido à elevada variação de largura o eventual uso deste tipo de equipamento deverá ser cuidadosamente analisado em conjunto com o projetista da obra de arte e tendo em consideração todos os impactos de ocupação espacial que tais equipamentos podem implicar.

Para a transposição da Calçada do Rego Lameiro e da Rua do Freixo está prevista a instalação de estruturas para proteção dos utentes destas vias uma vez que serão mantidas em funcionamento durante a construção do viaduto.

2.9 CONDICIONAMENTOS DE SEGURANÇA E SAÚDE

O estudo da obra de arte foi desenvolvido em estreita colaboração com o Coordenador de Segurança em Projeto, tendo sido prestadas todas as informações necessárias sobre os riscos associados à elaboração do projeto e construção da obra, para incorporação no Plano de Segurança e Saúde e na Compilação Técnica.

No estudo das soluções para a obra de arte foram incorporadas as diretivas do Coordenador de Segurança, nomeadamente, do ponto de vista de prevenção dos riscos, das soluções desenvolvidas, dos métodos e processos construtivos a utilizar em obra e dos condicionalismos associados à execução dos trabalhos.

3 GEOLOGIA E GEOTECNIA DO LOCAL

3.1 ENQUADRAMENTO GEOMORFOLÓGICO

A região do Porto, no geral, é caracterizada por baixo relevo, pois corresponde a uma extensa área aplanada. O relevo apresenta-se, maioritariamente, talhado em substrato granítico, definindo uma estrutura em doma que suporta grande parte da cidade do Porto. Esta região está levemente inclinada para ocidente até ao mar, para Sul termina em vertentes abruptas junto à margem direita do Rio Douro e para Norte está limitado pelo Rio Leça.

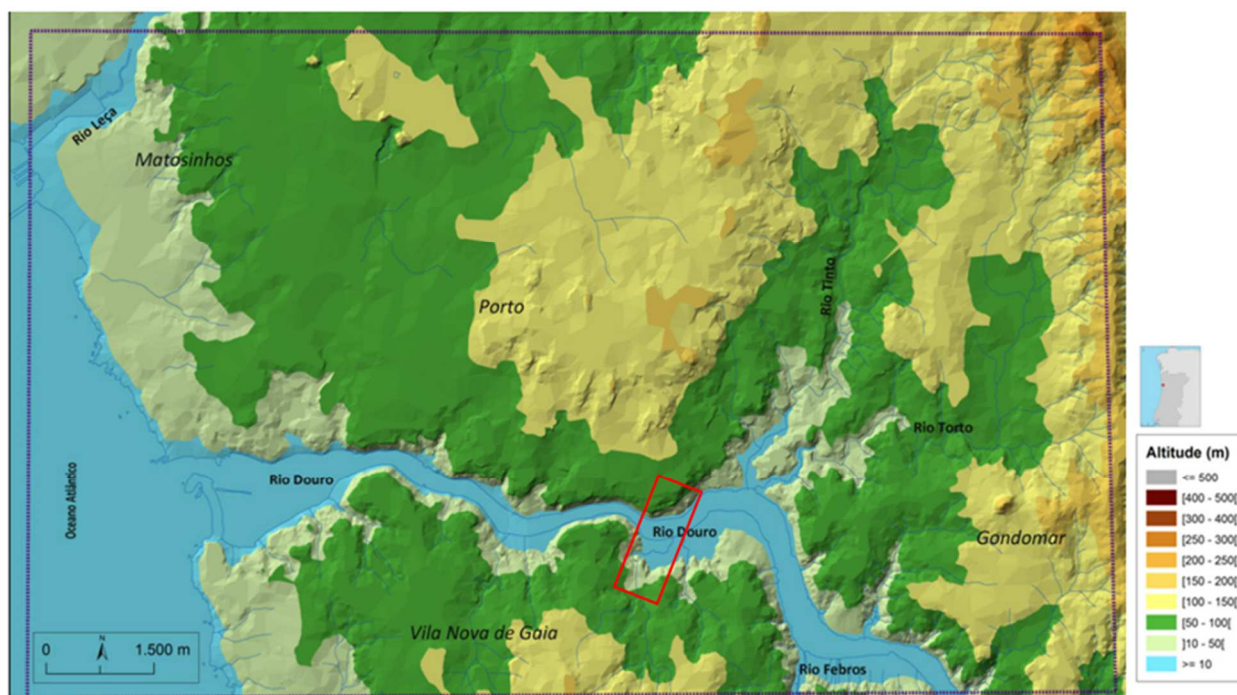


Figura 3 – Mapa hipsométrico simplificado da Plataforma Litoral do Porto (Cartografia base: Série Cartográfica Nacional - 1/25000 Digital; Fernandes, 2020) e representação esquemática, a vermelho, da área em estudo.

O relevo marginal, característico do Porto, tem um desenvolvimento essencialmente retilíneo, sofrendo apenas leves indentações provocadas pela incisão dos pequenos cursos de água, que nascem na sua base e têm percursos na ordem de 5 a 6 km de comprimento, com curso limitado à plataforma litoral do Porto (Araújo, 1991). O desenvolvimento topográfico da faixa litoral situada na região do Porto é definido, essencialmente, por três grandes conjuntos (Figura 3): 1) área acima dos 100 m de altitude, denominada de relevo marginal, constituída maioritariamente pelo Granito do Porto; 2) área situada entre 50 m e 100 m de altitude, caracterizada pelas rochas eruptivas do Granito do Porto e por unidades do Complexo Xisto-Grauváquico, ocorrendo também, depósitos de fácies fluvial; 3) área situada abaixo dos 50 m de altitude, constituída por depósitos de fácies fluvial.

A Plataforma Litoral do Porto encontra continuidade morfológica para Sul do Douro, em Vila Nova de Gaia. Nesta região, segundo Araújo (2008), os diversos depósitos sedimentares da cobertura cenozoica aparecem geralmente na proximidade do relevo marginal, o qual poderá ter funcionado como um *horst* que separa a plataforma das regiões mais interiores.

No que diz respeito à rede de drenagem, o Douro, curso de água principal, responsável pelo vale estreito e profundo visível ao longo da marginal que se prolonga até à Foz, separa as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia, as quais se encontram instaladas sobre um substrato, maioritariamente, granítico. As vertentes têm um declive acentuado e o leito é relativamente estreito, apesar de se encontrar a poucos quilómetros do oceano. As restantes linhas de água, além de Torto e Tinto (a Este), Leça (a Norte) e o Douro (a Sul), desenvolvem-se radialmente em torno das superfícies mais elevadas marcadas no maciço granítico que suporta a cidade, abrangendo as freguesias de Paranhos, Cedofeita, Santo Ildefonso, Bonfim e Campanhã.

3.2 LITOLOGIA E ESTRATIGRAFIA

Do ponto de vista geológico regional, a região do Porto integra-se numa faixa metamórfica, de direção geral NNW-SSE, designada por faixa de cisalhamento de Porto-Tomar (Dias & Ribeiro, 1993). Esta faixa envolve terrenos do Proterozoico médio-superior, faz parte do Terreno Autóctone Ibérico e inclui-se na Zona de Ossa Morena – ZOM (Ribeiro et al., 1990).

Os sedimentos pré-existent na região foram fortemente metamorfizados pela intrusão do Granito do Porto, originando auréolas migmatíticas extensas e de difícil distinção, observando-se, muitas vezes, a presença de intercalações metassedimentares com outras de natureza ígnea. O preenchimento sedimentar associado ao vale do Douro desenvolveu-se sobre o substrato granítico/metassedimentar, com maior possança na margem esquerda.

O traçado em estudo interessa o bordo poente do Granito do Porto, aflorante ou sub-aflorante, recoberto por aterros e sedimentos aluvionares, na margem direita do Rio Douro. Por outro lado, na margem esquerda do Rio Douro, na região de Vila Nova de Gaia, o traçado interessa as formações de base, nomeadamente, o Granito do Porto e o maciço metassedimentar encaixante integrado no Complexo Xisto-Grauváquico, sendo que junto à margem do Rio, o preenchimento aluvionar do vale do Douro apresenta espessura de dezenas de metros.

Tendo como referência a notícia explicativa da Folha 9-C Porto, da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000, apresenta-se, de seguida, uma breve descrição de cada unidade geológica intersectada pelo traçado em estudo (Figura 4).

Depósitos Modernos

a-A-Ad – Aluviões atuais; Areias e cascalheiras de praia; Areias de dunas

O litoral da região do Porto é, no geral, de baixo relevo e caracteriza-se por depósitos de areias e cascalheiras, que origina uma sucessão de praias. A altitude destes depósitos, geralmente, não excede os 7 ou 8 m, correspondendo ao terraço de inundação durante as épocas de cheias.

Os depósitos recentes ocupam parcialmente o fundo dos vales, sendo constituídos por sedimentos argilosos.

Estes depósitos aluvionares, associados ao vale do Douro, são intersectados pelo traçado em estudo, com maior possança na margem esquerda do Rio Douro, nas proximidades do cais de Quebrantões (V. N. de Gaia).

Depósitos Plio-Plistocénicos

Q_b⁴ – Depósitos de praia de 15-20 m

Apesar da maioria destes depósitos ter sido destruída pelo mar, estes podem ser observados na margem esquerda do Rio Douro, apresentando constituição conglomerática e gresosa cor amarelada, a qual encontra-se coberta por capa areno-pelítica, também amarela.

Complexo Xisto-Grauváquico Ante-Ordoviciano e Séries Metamórficas derivadas

X_{yz} – Migmatitos, gnaisses, micaxistos, xistos luzentes, etc

As rochas do Complexo Xisto-Grauváquico sofreram intensa ação metamórfica, tendo sido esta provocada pela intrusão do “Granito do Porto” tendo sido, consequentemente, originadas extensas áreas de xistos luzentes, micaxistos e gneisses que correspondem a uma das principais unidades geológicas da região. Nas zonas de contacto com o granito do Porto, desenvolveram-se estruturas migmatíticas. Contudo, a cartografia destas rochas é difícil, devido à passagem gradual de umas litologias para as outras.

Rochas Eruptivas Pós-Complexo Xisto Grauváquico

x_m – Granito alcalino, de grão médio a grosseiro, leucocrata, de duas micas (Granito do Porto)

Este granito, de idade Hercínica, ocupa maioritariamente a cidade do Porto e está rodeado pelo maciço metamórfico descrito anteriormente. Apresenta cor clara, grão médio a grosseiro, e predomina a moscovite e turmalina.

No seio deste granito surgem nódulos, originados por diferenciações magmáticas, designados por “pipos” e “pernas de gigante”, cuja composição é mais biotítica. O granito apresenta-se, em muitas regiões, profundamente alterado, com intensa caulinição dos feldspatos, tendo metamorfozido, profundamente, as rochas do Complexo Xisto-Grauváquico. Nas zonas de contacto, formaram-se importantes auréolas migmatíticas, que tornam quase sempre difícil a cartografia dos afloramentos graníticos.

O Granito do Porto corresponde à formação de substrato a ser intersetada pelo Viaduto da Campanhã, embora, não raras vezes, na forma de solos residuais com diferentes graus de compacidade.

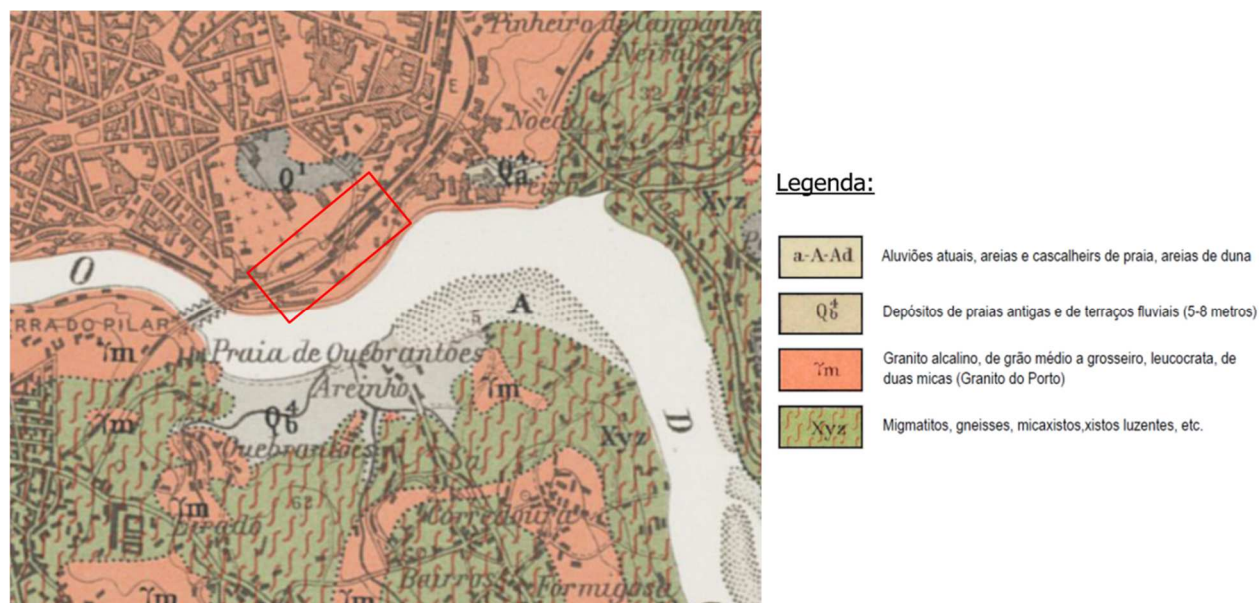


Figura 4 – Representação esquemática da área em estudo sobre excerto da Folha 09-C (Porto), da Carta Geológica de Portugal, à escala 1:50.000 e respetiva legenda.

3.3 TECTÓNICA

Do ponto de vista tectónico, a região do Porto é fortemente afetada pela orogenia Hercínica e é caracterizada pelo megacisalhamento direito de Porto-Coimbra-Tomar (ZOM/ZCI), próximo do limite ocidental do relevo marginal, que corresponde, localmente, ao contacto tectónico entre o substrato metassedimentar do Proterozóico (ZOM) e a mancha de granitos pós-tectónicos de Lavadores.

A cidade do Porto situa-se, essencialmente, na Zona Centro-Ibérica (ZCI), junto ao limite com a Zona de Galiza – Trás – os - Montes. Segundo Cabral & Ribeiro (1989), foram identificados, na margem esquerda do Rio Douro, dois lineamentos estruturais, com registo de movimentação recente, situados em posição idêntica à do relevo marginal, o que permitiu afirmar que esta margem é fortemente controlada pela tectónica da região. Diversas evidências mostram, também, que a maioria dos acidentes tectónicos que afetam os depósitos cenozóicos da área em estudo correspondem a falhas inversas.

Na região identificou-se uma rede de acidentes tectónicos, de natureza frágil, gerada durante as fases tardi a pós-variscas, que se encontram subordinadas ao sistema de fracturação de atitudes NNE-SSW a ENE-WSW e NW-SE a NNE-SSE (Figura 5), condicionando a geologia da região. A linha de costa é subparalela ao grande acidente NNW-SSE (falha Porto-Tomar).

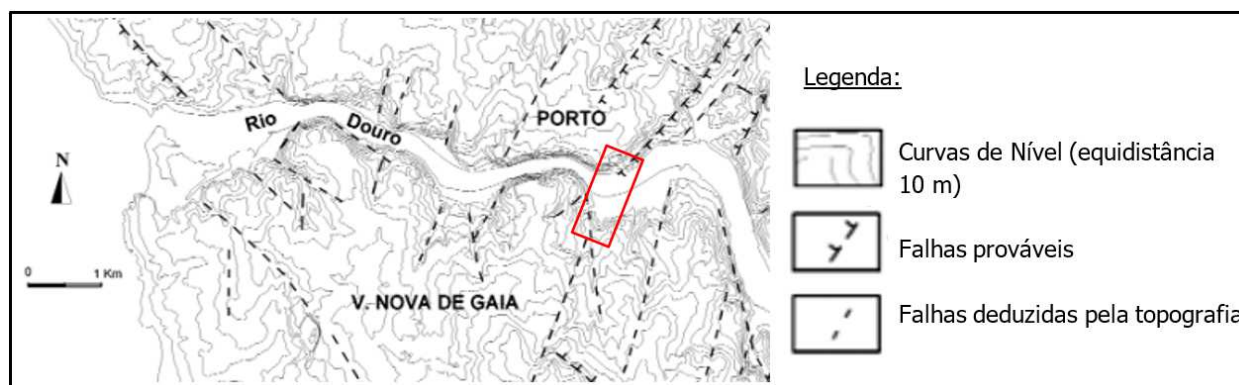


Figura 5 - Principais lineamentos tectónicos da região do Porto/Vila Nova de Gaia e representação esquemática, a vermelho, da área em estudo (extraído e adaptado de Araújo et al, 2003).

3.4 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO LOCAL

3.4.1 CAMPANHAS DE PROSPEÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA REALIZADAS

O presente subcapítulo compreende uma descrição geológico-geotécnica dos terrenos interessados pelo futuro Viaduto da Campanhã. Esta descrição toma como suporte todos os dados de prospeção geológica-geotécnica disponíveis que são representativos da área em estudo. A informação geotécnica considerada provém das seguintes fontes:

- Campanha de prospeção complementar executada pela Geocontrole (2023), no âmbito da atualização do Estudo Prévio da Linha de Alta Velocidade Lisboa – Porto (Lote A).
- Campanha de prospeção realizada pelo Adjudicatário (2024) durante a fase de concurso para a Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Porto e Lisboa (Lote A);
- Campanha de prospeção realizada pelo Adjudicatário (2025 - 2026) para a fase de Projeto de Execução da Linha Ferroviária de Alta Velocidade entre Porto e Lisboa (Lote A);

No que se refere à campanha de prospeção realizada pela Geocontrole (2023) no âmbito da atualização do Estudo Prévio da Linha de Alta Velocidade Porto – Lisboa (Lote A), que visou aumentar o grau de conhecimento geotécnico ao longo de todo o traçado em estudo, considera-se a análise das sondagens S078A-23, S079A-23 e S080A-23, que foram executadas ao longo do alinhamento do Viaduto da Campanhã, sendo a primeira representativa da envolvimento do encontro inicial, a segunda dos terrenos situados, sensivelmente, a meia distância da estrutura e, a última, das imediações do encontro final.

Ao nível da campanha de prospeção geotécnica realizada pelo Adjudicatário em fase de Concurso, referem-se as sondagens S325 e S326, com as quais procurou-se incrementar o conhecimento do dispositivo geológico-geotécnico local.

Por fim, referem-se os resultados disponíveis obtidos na campanha de prospeção geológica-geotécnica de Projeto de Execução, executada pelo mesmo Adjudicatário. O volume de informação disponível compreende 51 sondagens. Refere-se que se prevê a execução de 9 sondagens adicionais em fase posterior, com o objetivo de melhorar o modelo geológico-geotécnico da obra interessada. Dada a orografia irregular do terreno, a qual condiciona significativamente a geometria das fundações, previram-se 2 sondagens por apoio.

Quadro 1 - Coordenadas das sondagens incluídas na campanha de prospeção executada pela Geocontrole (2023)

ID	X	Y	Z (m)
S078A-23	-38419,372	163740,820	63,114
S079A-23	-38154,347	163986,284	52,717
S080A-23	-37960,45	164254,369	59,779

Quadro 2 - Coordenadas das sondagens executadas pelo Adjudicatário durante a fase de concurso (2024)

ID	X	Y	Z (m)
S325	-38292,577	163854,287	55,10
S326	-38072,939	164062,722	48,85

Quadro 3 - Coordenadas das sondagens executadas pelo Adjudicatário durante a fase de Projeto de Execução (2025 - 2026)

ID	X	Y	Z (m)
S01P69.1	-38373,912	163787,829	59,745
S02P69.1	-38361,873	163773,606	49,617
S03P69.1	-38356,047	163806,011	58,460
S04P69.1	-	-	-
S05P69.1	-38338,855	163818,934	57,481
S06P69.1	-38328,854	163800,259	47,604
S07P69.1	-38326,000	163829,274	59,058
S08P69.1	-38303,856	163813,740	47,779
S09P69.1	-38303,268	163851,116	55,926
S10P69.1	-38286,165	163833,420	48,400
S11P69.1	-38287,218	163866,911	56,258
S12P69.1	-38270,057	163849,548	49,395
S13P69.1	-38271,314	163882,247	56,328
S14P69.1	-38259,030	163867,934	49,243
S15P69.1	-38257,273	163896,112	55,470
S16P69.1	-38240,384	163882,912	49,692
S17P69.1	-38234,074	163914,879	54,176
S18P69.1	-38223,558	163902,505	50,414
S19P69.1	-38217,390	163921,315	53,831
S20P69.1	-38208,140	163918,216	50,790
S21P69.1	-38202,397	163941,293	53,340
S22P69.1	-38194,709	163934,269	50,854
S23P69.1	-38182,136	163957,335	52,476

ID	X	Y	Z (m)
S24P69.1	-38176,210	163953,104	51,774
S25P69.1	-38165,973	163975,179	52,377
S26P69.1	-	-	-
S27P69.1	-38148,158	163992,317	52,830
S28P69.1	-38126,542	163986,177	34,889
S29P69.1	-38125,244	164009,839	53,464
S30P69.1	-38114,656	163994,604	32,797
S31P69.1	-38116,334	164008,789	35,639
S32P69.1	-38115,761	164027,086	51,990
S33P69.1	-38093,876	164005,549	30,929
S34P69.1	-38101,894	164042,290	52,836
S35P69.1	-38081,377	164022,163	34,861
S36P69.1	-38081,255	164055,966	54,450
S37P69.1	-	-	-
S38P69.1	-38069,714	164071,564	54,850
S39P69.1	-	-	-
S40P69.1	-38054,534	164092,786	55,443
S41P69.1	-	-	-
S42P69.1	-38041,223	164109,477	55,880
S43P69.1	-	-	-
S44P69.1	-38031,284	164121,534	56,166
S45P69.1	-	-	-
S46P69.1	-38015,640	164148,584	59,136
S47P69.1	-38006,535	164144,840	56,834
S48P69.1	-38011,9	164172,2	59,537
S49P69.1	-37992,626	164162,611	57,308
S50P69.1	-38002,712	164192,261	61,518
S51P69.1	-37981,279	164182,733	57,779
S52P69.1	-37993,455	164210,723	61,966
S53P69.1	-37966,693	164201,847	58,297
S54P69.1	-37983,615	164229,548	61,236
S55P69.1	-37954,009	164218,681	58,917
S56P69.1	-37969,3	164251,4	60,397
S57P69.1	-	-	-
S58P69.1	-	-	-
S59P69.1	-	-	-

ID	X	Y	Z (m)
S60P69.1	-	-	-

As sondagens indicadas a verde já foram executadas e dispõe-se do *log* de sondagem assim como das respetivas coordenadas.

Quadro 4 – Localização aproximada das carotes realizadas no muro existente, executadas pelo Adjudicatário durante a fase de Projeto de Execução (2025 - 2026)

ID	X	Y	Z (m)
C01 P69.1	-	-	-
C02 P69.1	-	-	-
C03 P69.1	Figura 6		Base do muro
C04 P69.1	Figura 6		Base do muro
C05 P69.1	Figura 6		Base do muro

As carotes indicadas a verde já foram executadas e dispõe-se do respetivo *log*.

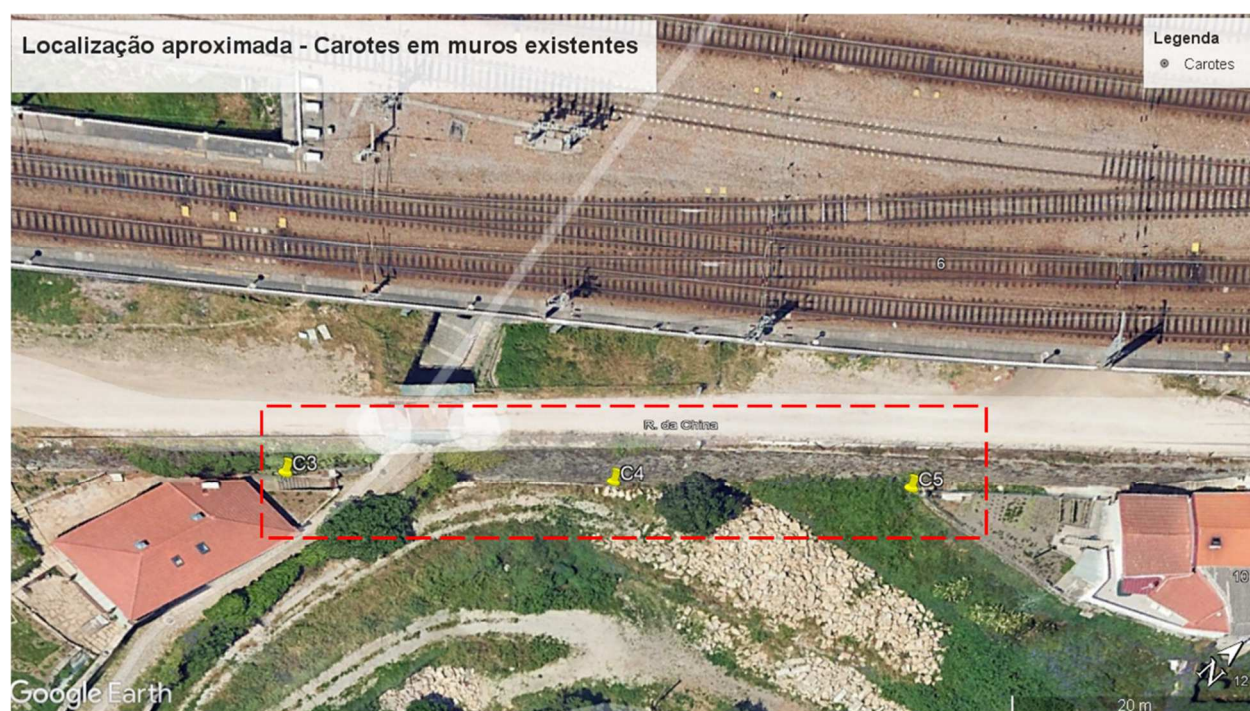


Figura 6 – Localização aproximada das carotes efetuadas sobre o muro existente, junto à passagem do Rego do Lameiro

3.4.2 DESCRIÇÃO DO CENÁRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO LOCAL

Serve o presente subcapítulo para descrever as condições geológico-geotécnicas dos terrenos interessados ao longo do alinhamento da estrutura em estudo, tendo por base os trabalhos de prospeção geológica-geotécnica indicados no subcapítulo anterior (com particular ênfase para os trabalhos executados em fase de Projeto de Execução).

De um modo global, a prospeção analisada revela que os terrenos a serem interessados pelo Viaduto da Campanhã inserem-se em duas Unidades Geotécnicas principais:

- Aterros (At)
- Granitos do Porto (γ_m)

Os aterros ocorrem ao longo de toda a extensão do Viaduto com espessura muito variável. Com efeito, a espessura deste aterro é função da posição do maciço granítico subjacente, servindo para assegurar as cotas dos caminhos existentes no local. Nas sondagens realizadas a possança de aterro variou entre 0,5 (S42 P69.1) e 14,25 m (S32 P69.1), sendo esta superior na envoltória do km 69+900, a tardo do grande muro de pedra emparelhada existente entre os apoios P13 e P19. Os aterros são constituídos por solos areno siltosos a areno argilosos, de cor cinzenta esbranquiçada a amarelada, acastanhada ou alaranjada, por vezes contendo cascalho e blocos rochosos de origem granítica. Estes solos apresentam-se bastante soltos, sendo caracterizados por valores de $N_{SPT} \leq 10$ embora, por vezes, tenham sido obtidas “negas” pontuais (as quais resultam de o ensaio ter interetado blocos graníticos na matriz arenosa solta).

Já no que se refere aos Granitos do Porto (γ_m), as sondagens revelaram que estes tanto podem apresentar-se na forma de maciço rochoso competente como podem apresentar-se na forma de maciço decomposto e de solos residuais areno-siltosos, micáceos e caulinizados (saibros graníticos).

Quando toma a forma de solos residuais, observam-se níveis de compacidade variável, nunca tendo sido obtidos valores de N_{SPT} inferiores a 15. De modo geral, os resultados obtidos nos ensaios SPT em solos residuais indicam que estes apresentam-se compactos ($30 \leq N_{SPT} < 50$) a muito compactos ($N_{SPT} \geq 50$). A passagem de solo residual a maciço decomposto (W5) é denotada pela obtenção de “negas” consecutivas nos ensaios SPT, sendo a transição para maciço muito alterado ou muito alterado a decomposto (W4 a W4-5) sinalizada pela obtenção de “negas” de primeira ou segunda fase. As espessuras de solos residuais são muito variáveis tendo várias sondagens sido concluídas sem se ter interetado maciço rochoso competente (e.g., sondagens S34 P69.1 e S38 P69.1, que atingiram os 25 m de profundidade).

Quando toma a forma de maciço rochoso competente, observa-se constituição granítica leucocrata, com passagens bastante micáceas, apresentando grão de dimensão variável, mas sendo esta, geralmente, média a grosseira, com ocorrência ocasional de fenocristais de feldspato e quartzo. O maciço granítico, quando detetado de modo competente, tende a apresentar grau de alteração W4-3 a W2 e grau de fracturação F3 a F4, embora tenham sido detetadas zonas com intensa fracturação (F5) e bruscas variações de grau de alteração, com transições repentinas entre maciço rochoso e maciço decomposto (granito caulinzado). Como exemplo da situação relatada, referem-se as sondagens S30 P69.1, S32 P69.1 e S33 P69.1, S36 P69.1 e S40 P69.1.

No que se refere a condições hidrogeológicas, observa-se que em apenas 13 sondagens foi registado um nível de água no final da furação, conforme patente no quadro infra:

Quadro 5 – Profundidade do nível de água medido no final das sondagens

Sondagem	Data de execução	Cota da boca da sondagem (m)	Prof. Nível de Água (m)	Cota do nível de água (m)
S05 P69.1	16/11/2025	57,481	10,90	46,581
S06 P69.1	27/03/2025	47,604	7,00	40,604

Sondagem	Data de execução	Cota da boca da sondagem (m)	Prof. Nível de Água (m)	Cota do nível de água (m)
S13 P69.1	07/11/2025	56,328	11,80	44,528
S15 P69.1	04/11/2025	55,470	3,00	52,470
S19 P69.1	01/11/2025	53,83	11,40	42,430
S21 P69.1	07/03/2025	53,340	5,40	47,940
S22 P69.1	23/01/2026	50,854	10,00	40,854
S34 P69.1	29/04/2025	52,836	12,55	40,286
S48 P69.1	21/10/2025	59,537	7,20	52,337
S50 P69.1	24/10/2025	61,518	6,90	54,618
S52 P69.1	22/10/2025	61,966	6,35	55,616
S54 P69.1	27/10/2025	61,236	6,90	54,336
S56 P69.1	28/10/2025	60,397	6,10	54,297

No que se refere a variações geoespaciais dos contactos litológicos ao longo do desenvolvimento da estrutura, refere-se o seguinte:

- As espessuras de aterro tendem a ser superiores no alinhamento de sondagens realizadas do lado do intradorso, sendo o valor máximo (14,25 m) atingido a tardoz do grande muro existente, conforme já mencionado (sensivelmente entre os apoios P13 e P19). Referem-se ainda algumas sondagens onde se detetaram espessuras significativas de aterro: S01 P69.1 (7,8 m – apoio P2, intradorso), S09 P69.1 (7,5 m - apoio P6, intradorso), S25 P69.1 (9,0 m – apoio P14, intradorso) S34 P69.11 (9,4 m – apoio P18, intradorso), S38 P69.1 (9,0 m - apoio P20, intradorso) e S55 P69.1 (5,0 m - apoio P28, lado extradorso);
- No trecho situado entre o arranque da estrutura e o apoio P9, tanto no alinhamento do intradorso como do extradorso, nunca foi intersetado maciço rochoso competente, tendo os Granitos do Porto sido reconhecidos na forma de solos residuais e maciços decompostos, sendo que, nas últimas manobras de algumas sondagens, os granitos surgem classificados como W4 a W4-5, onde manifestam um aspeto sub-rochoso, extremamente friável;
- Entre os apoios P11 e P15 intersetou-se maciço granítico competente, caracterizado, geralmente, por grau de alteração W4-3 a W2, referindo-se algumas passagens W4 a W4-5. A fracturação é descrita, geralmente como F4 a F3, embora com passagens menos fraturadas (F2 - fracturação afastada) e com passagens intensamente fraturadas (F5 – fracturação muito próxima). Ao nível das famílias de fracturação observou-se, de modo persistente, a existência de uma família sub-horizontal, de uma família com pendor de 45 a 60º e de uma família subvertical, às quais se somam fraturas cuja atitude é variável. O maciço rochoso foi detetado a profundidades compreendidas entre 3,9 e 9,4 m, correspondendo, respetivamente, às sondagens S21 P69.1 e S27 P69.1, ambas situadas do lado do intradorso;
- Entre os apoios P16 e o apoio P25 o maciço foi intersetado com fortes e bruscas variações no grau de alteração, intercalando-se passagens de maciço francamente rochoso com horizontes decompostos, que tomam a forma de solos, sendo isto particularmente visível no alinhamento do intradorso. Um exemplo do cenário descrito pode ser visualizado na

sondagem S40 P69.1, onde é observado um horizonte inteiramente decomposto com 8 m de espessura no interior de maciço granítico. Nas sondagens mais próximas do apoio P25 (nomeadamente S44 P69.1 e S47 P69.1) observa-se que o maciço se apresenta mais competente, à semelhança do observado entre os apoios P11 e P15. Este trecho inclui 5 sondagens executadas nas imediações do pé do grande muro existente (S28 P69.1, S30 P69.1, S31 P69.1, S33 P69.1 e S35 P69.1), as quais revelam forte heterogeneidade da massa rochosa, pelo que se aplicam as considerações patentes no presente parágrafo aos materiais de fundação do referido muro. Realça-se, também, o desconhecimento das condições de fundação, no lado do extradorso; entre os apoios P19 e P23;

- A partir do apoio P26 e até ao final da estrutura observa-se que os Granitos do Porto tendem a ocorrer, novamente, como solos residuais/maciço decomposto até grandes profundidades, detetando-se maciço rochoso muito friável (grau de alteração estimado de W4) a partir de profundidades da ordem dos 7,5 a 13,5 m. Neste trecho refere-se ainda a sondagem S080A-23 (Estudo Prévio IP, 2023), representativa do apoio P29, na qual, foi interetado maciço rochoso desde os 4 m de profundidade (W4 a W3) e até ao término da sondagem (25,15 m). Refere-se que, na presente fase, não se dispõe ainda das sondagens previstas para os apoios P30 e E2, no término da estrutura;
- Por último, refere-se ainda que, alguns dos dados de prospeção geotécnica disponíveis permitem caracterizar o grande muro de pedra emparelhada mencionado no primeiro ponto da presente lista, sendo estes: a sondagem S29 P69.1 e as carotes C3 P69.1, C4 P69.1 e C5 P69.1. No local da sondagem S29 P69.1, observou-se que o muro foi atravessado até aos 16,0 m de profundidade, sendo constituído por blocos de granito talhados unidos com argamassa cimentícia, estando fundado sobre granito bastante competente (grau de alteração W2, grau de fracturação F3 a F2 e RQD de 85 a 100 %). As carotes, por sua vez, permitiram aferir que o muro possui espessura de 5 a 5,5 m, tendo-se observado, em todas, a presença de granitos a tardo (mais competentes na carote C3 – W2 / F4 a F2 / RQD 40 a 100 % - e menos competentes na carote C5 - W3 / F4-5 / RQD = 15 %)

Nos subcapítulos seguintes, apresenta-se uma breve análise dos dados obtidos em ensaios *in situ* e em ensaios laboratoriais.

3.4.2.1 Ensaios Pressiométricos

Com vista a obter uma leitura mais rigorosa da deformabilidade dos materiais terrosos *in situ*, procedeu-se à realização de ensaios pressiométricos sobre os solos residuais graníticos e sobre o maciço granítico, quando ocorrente na forma decomposta a muito alterada (W5 a W4).

Foram realizadas 38 tentativas de ensaio, das quais 26 foram bem sucedidas. Nos restantes 12 casos, não foi possível levar a cabo o ensaio pressiométrico por variados motivos, nomeadamente por, à profundidade de ensaio prevista, o terreno ser excessivamente rígido e não ser possível penetrar com o trado, por ter ocorrido o assoreamento do furo na câmara de ensaio, ou por se ter atingido o limite de pressão do equipamento antes da conclusão do ensaio.

De todos os dados obtidos no ensaio pressiométrico, é dada particular atenção ao módulo pressiométrico (E_M), à pressão limite (P_l), à pressão limite* (P_l^*) que é obtida subtraindo à pressão limite a tensão horizontal em repouso e o rácio E_M/P_l^* , a partir do qual (e da a tipologia do solo) é possível estimar um fator α , o qual permite a conversão do módulo pressiométrico em módulo de deformabilidade (Quadro 6).

Quadro 6 – Relação entre o rácio E_M/PI^* e o fator α , por tipo de solo

Tipo de terreno	Orgânico		Argila		Silte		Areia		Areia e cascalho	
	E_M/PI^*	α	E_M/PI^*	α	E_M/PI^*	α	E_M/PI^*	α	E_M/PI^*	α
Sobre consolidado			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalmente consolidado		1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Sub consolidado			7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4

Para melhor análise dos resultados obtidos, e apesar de o zonamento geotécnico proposto para os terrenos de fundação do futuro Viaduto da Campanhã apenas ser apresentado no subcapítulo 3.5, conduziu-se o tratamento dos dados em função da zona geotécnica em que se inserem os ensaios executados. No quadro infra é possível visualizar um resumo estatístico dos parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos, encontrando-se estes agrupados por zona geotécnica.

Quadro 7 – Resumo estatístico dos resultados obtidos nos ensaios pressiométricos, agrupados por zona geotécnica

ZG	EM (MPa)			E (Mpa)			PL *			E_M/PI^*		
	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média	Máximo
ZG3b	16,4	35,7	57,7	49,6	106,4	174,8	0,9	3,8	5,4	4,5	11,1	33,5
ZG4	13,5	26,2	41,8	41,0	72,1	92,0	2,3	3,0	3,5	5,5	9,0	13,0
ZG5	12,1	20,3	31,7	36,5	50,7	63,3	1,9	2,6	3,3	5,6	9,2	16,4
ZG6	1,9	1,9	1,9	5,8	5,8	5,8	0,5	0,5	0,5	4,3	4,3	4,3

Da análise do Quadro 7, observa-se que os valores obtidos nos ensaios pressiométricos encontram-se muito bem correlacionados com as zonas geotécnicas definidas, verificando-se um aumento de rigidez e de resistência da pior para a melhor zona geotécnica. No entanto, importa mencionar que a grande maioria dos ensaios foi realizada em terrenos enquadráveis na zona geotécnica ZG3b (solo residual/maciço decomposto com $N_{SPT} > 50$). Por oposição, referem-se as zonas geotécnicas ZG6 e ZG5, das quais dispõe-se de uma quantidade de resultados muito reduzida (1 e 3 ensaios, respetivamente).

Nas figuras 7 a 9 apresentam-se os resultados obtidos, em forma gráfica, da pressão limite*, do módulo de deformabilidade e do rácio E_M/PI^* , agrupados por zona geotécnica e em função da profundidade.

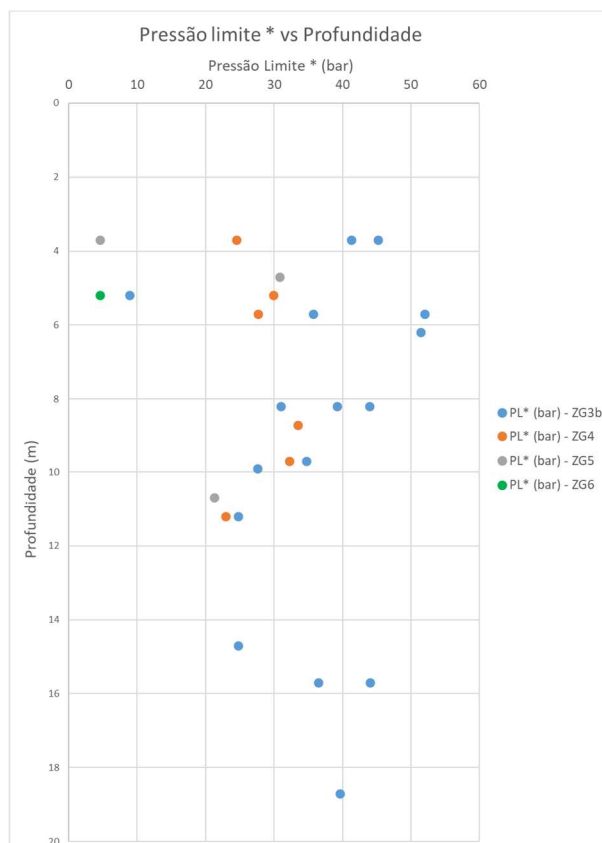


Figura 7 – Pressão limite pl^* por zona geotécnica em função da profundidade

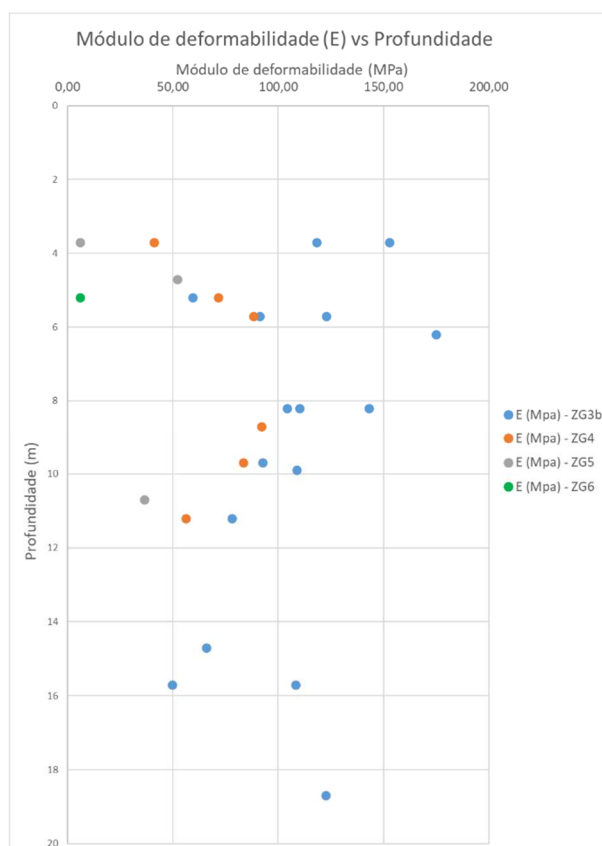


Figura 8 – Módulo de deformabilidade (E) por zona geotécnica em função da profundidade

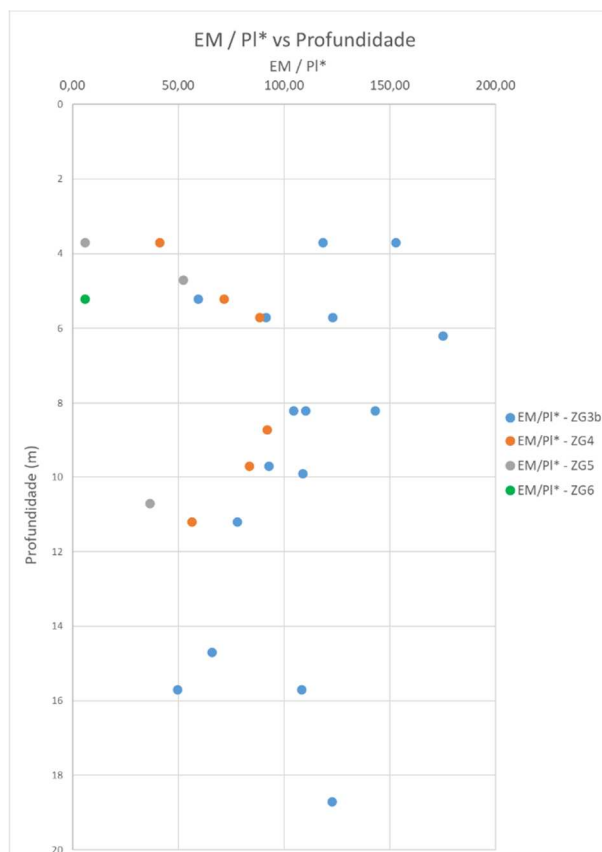


Figura 9 – Rácio EM/PI* por zona geotécnica vs profundidade

Da análise dos gráficos anteriores é visível que os parâmetros pressiométricos aparentam ser independentes da profundidade ensaiada.

3.4.2.2 Ensaios de Permeabilidade

Os trabalhos de prospeção geotécnica preconizados para caracterizar os terrenos de fundação do futuro Viaduto da Campanhã incluíram a realização de ensaios de permeabilidade *in situ*, tanto em maciço terroso, como em maciço rochoso. No primeiro caso, foram realizados ensaios do tipo Lefranc enquanto no segundo foram realizados ensaios do tipo Lugeon, sendo ambos tratados no presente subcapítulo.

Foram previstos ensaios de permeabilidade nas sondagens onde, inicialmente, se admitiu a possibilidade de executar fundações indiretas, com vista a avaliar a permeabilidade do maciço no caso de ser necessário efetuar injeções de consolidação na ponta das estacas. Como regra, admitiu-se a realização, generalizada, de 3 ensaios por sondagem.

No que se refere aos ensaios Lefranc, contabilizam-se 63 ensaios executados, tendo estes incidido sobre solos residuais graníticos e maciço decomposto a muito alterado (W5 a W4), tratando-se de materiais saibrentos. Dos 63 ensaios executados, refere-se que 9 foram realizados com nível constante enquanto os restantes foram efetuados com nível variável. Em 3 dos ensaios realizados verificou-se um cenário de vazão total, não tendo sido possível fazer com que a o nível de água atingisse a boca do furo, tendo estas ocorrências sido registadas nas sondagens S28 P69.1 (8,40 – 9,00 m) e S34 P69.1 (18,0 – 19,0 m e 24,0 – 25,3 m).

Os resultados obtidos encontram-se expostos na Figura 10, onde se representou a permeabilidade em função da profundidade do ensaio e da zona geotécnica (o zonamento geotécnico é apresentado, em detalhe, no subcapítulo 3.5). As classificações dos materiais em função da sua permeabilidade, patentes no gráfico indicado, são baseadas na classificação de Terzaghi e Peck, 1967).

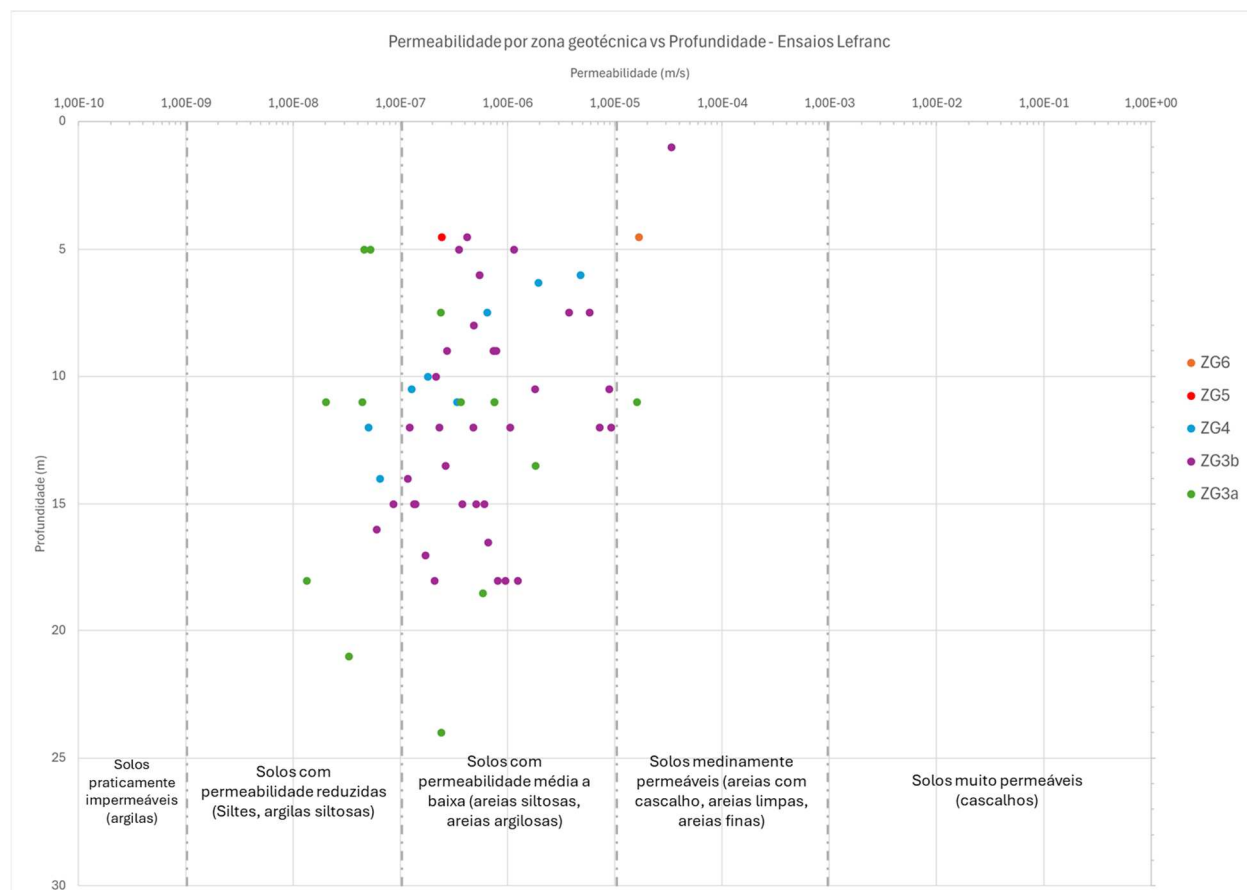


Figura 10 – Permeabilidade dos solos ensaiados, agrupados por zona geotécnica, em função da profundidade

Relativamente aos resultados obtidos nos ensaios Lefranc, é possível aferir que, na grande maioria dos ensaios (78 %), o maciço terroso apresentou permeabilidade média a baixa (1×10^{-7} a 1×10^{-5} m/s). Da observação do gráfico patente na Figura 10, é visível uma ligeira tendência de redução de permeabilidade com o incremento da profundidade, assim como de redução da permeabilidade com o aumento da compacidade do solo. Esta relação é melhor comprovável pela análise do resumo estatístico apresentado no Quadro 8 embora, no entanto, seja necessário ter em consideração que mais de metade dos ensaios foram realizados na zona geotécnica ZG3b, existindo zonas com baixíssima representatividade (e.g. ZG6 e ZG5, com um ensaio cada).

Quadro 8 – Resumo estatístico dos resultados obtidos nos ensaios Lefranc, agrupados por zona geotécnica

ZG	K (m/s) - Lefranc			
	N ensaios	Mínimo	Média	Máximo
ZG6	1	1,67E-05	1,67E-05	1,67E-05
ZG5	1	2,44E-07	2,44E-07	2,44E-07
ZG4	8	5,03E-08	1,02E-06	4,79E-06
ZG3b	36	6,01E-08	2,34E-06	3,37E-05

ZG	K (m/s) - Lefranc			
	N ensaios	Mínimo	Média	Máximo
ZG3a	12	1,34E-08	1,68E-06	1,60E-05

Já no que se refere aos ensaios do tipo Lugeon, executados em maciço granítico, registou-se um total de 32 ensaios. Contrariamente aos ensaios Lefranc, os ensaios Lugeon consistem na injeção de água sobre pressão, tendo o ensaio sido realizado em troços de 1 a 3 m, com obturador simples, considerando 5 patamares de pressão. Na generalidade dos ensaios foram utilizadas as seguintes pressões:

- Patamar 1: Pressão mínima – 200 kPa;
- Patamar 2: Pressão intermédia – 350 kPa;
- Patamar 3: Pressão máxima – 500 kPa;
- Patamar 4: Pressão intermédia – 350 kPa;
- Patamar 5: Pressão mínima – 200 kPa;

Em situações pontuais, onde o maciço demonstrou excelente qualidade, os ensaios foram conduzidos com patamares de pressão superiores, conforme indicado em baixo:

- Patamar 1: Pressão mínima – 350 kPa;
- Patamar 2: Pressão intermédia – 600 kPa;
- Patamar 3: Pressão máxima – 850 kPa;
- Patamar 4: Pressão intermédia – 600 kPa;
- Patamar 5: Pressão mínima – 350 kPa;

No Quadro 9 apresenta-se a classificação do maciço rochoso, em função da permeabilidade Lugeon.

Quadro 9 – Classificação do maciço rochoso em função da permeabilidade Lugeon (adaptado de Quiñones-Rozo, 2010)

Valores Lugeon (U.L.)	Classificação (permeabilidade)	Permeabilidade (m/s)	Condições das descontinuidades do maciço rochoso
< 1	Muito baixa	$< 1 \times 10^{-7}$	Muito fechadas
1 – 5	Baixa	$1 \times 10^{-7} - 6 \times 10^{-7}$	Fechadas
5 – 15	Moderada	$6 \times 10^{-7} - 2 \times 10^{-6}$	Algumas parcialmente abertas
15 - 50	Média	$2 \times 10^{-6} - 6 \times 10^{-6}$	Algumas abertas
50 - 100	Alta	$6 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-5}$	Muitas abertas
> 100	Muito alta	$> 1 \times 10^{-5}$	Abertas, pouco espaçadas, ou vazios

Os resultados obtidos nos ensaios Lugeon encontram-se sintetizados no Quadro 10, tendo-se associado a estes as características do maciço rochoso (grau de alteração, grau de fracturação e RQD) em cada troço ensaiado.

Quadro 10 – Síntese dos resultados obtidos em ensaios Lugeon

Sondagem	Prof. Ensaçada (m)	W	F	RQD (%)	Permeabilidade (Houlsby) (U.L)	Classificação permeabilidade do maciço	Regime de escoamento
S18 P69.1	12,0 - 13,0	W3	F3-4	45	54,9	Alta	Turbulento
S18 P69.1	14,0 - 15,0	W3	F3-4	55	> 123,5	Muito Alta	Vazão total
S20 P69.1	7,0 - 8,0	W3-4 a W3	F3	75 - 98	7,6	Moderada	Wash-out
S20 P69.1	10,0 - 11,2	W3	F4 a F3	60 - 97	0	Muito baixa	Dilatação
S21 P69.1	9,0 - 12,0	W3-2	F3-4 a F2	78 - 83	114	Muito Alta	Laminar
S21 P69.1	12,0 - 15,0	W3-2	F3-4 a F2	84 - 90	0	Muito baixa	Dilatação
S22 P69.1	6,0 - 7,5	W3-2	F3-4	90	20,2	Média	Turbulento
S22 P69.1	10,5 - 12,0	W3-2	F4 a F3	55	49	Média	Laminar
S24 P69.1	8,5 - 9,5	W3	F4 a F3	65 - 75	> 298,5	Muito Alta	Vazão total
S24 P69.1	10,0 - 12,0	W3	F3-4 a F3	70 - 75	103,6	Muito Alta	Wash-out
S25 P69.1	9,0 - 10,0	W5 a W3	F5 a F3-4	77	> 431	Muito Alta	Vazão total
S25 P69.1	12,0 - 13,0	W4-3 a W2	F5 a F3	70	> 452	Muito Alta	Vazão total
S25 P69.1	14,0 - 15,0	W2	F4-3	90	> 375	Muito Alta	Vazão total
S27 P69.1	12,0 - 13,1	W3	F3	65	> 241,8	Muito Alta	Vazão total
S27 P69.1	14,0 - 15,0	W3	F3	55	> 247,4	Muito Alta	Vazão total
S27 P69.1	15,5 - 16,5	W3	F4	70	> 237,0	Muito Alta	Vazão total
S29 P69.1	17,0 - 18,0	W2	F2	100	0,01	Muito baixa	Laminar/Estanque (?)
S29 P69.1	19,5 - 21,0	W2	F3 a F4	65	0,04	Muito baixa	Dilatação/Estanque (?)
S29 P69.1	33,5 - 24,0	W2	F3 a F2	90 - 95	> 99,7	Muito Alta	Vazão total
S30 P69.1	8,0 - 9,0	W4-3	F4	70	8,2	Moderada	Dilatação
S31 P69.1	5,0 - 7,4	W2	F2	91 - 97	4	Baixa	Dilatação
S31 P69.1	8,0 - 10,3	W2	F2	83 - 95	24,3	Média	Colmatagem
S32 P69.1	21,5 - 22,5	W3-4	F5 a F3	20	> 134,7	Muito Alta	Vazão total
S32 P69.1	24,5 - 25,5	W3-4	F4-5	25	> 279,2	Muito Alta	Vazão total
S33 P69.1	8,0 - 9,0	W3	F4	55	> 239,9	Muito Alta	Vazão total
S34 P69.1	18,5 - 19,5	W4	-	-	> 254,9	Muito Alta	Vazão total
S34 P69.1	22,0 - 23,2	W4	-	-	> 252,5	Muito Alta	Vazão total
S35 P69.1	9,2 - 10,4	W3	F4-3	80	> 520	Muito Alta	Vazão total
S35 P69.1	13,0 - 14,1	W4 a W3	F4-5 a F4-3	30 a 65	> 470	Muito Alta	Vazão total

Sondagem	Prof. Ensaída (m)	W	F	RQD (%)	Permeabilidade (Houlsby) (U.L)	Classificação permeabilidade do maciço	Regime de escoamento
S40 P69.1	21,5 - 22,5	W4-3	F4	33	0	Muito baixa	Sem absorção
S40 P69.1	24,0 - 25,3	W4-3	F4	54	0	Muito baixa	Colmatagem
S42 P69.1	14,0 - 15,0	W4-3	F3-4	40	0	Muito baixa	Sem absorção

Pela análise dos resultados obtidos na tabela anterior, observa-se que, em cerca de metade dos ensaios realizados, verificou-se um regime de escoamento de vazão total, i.e., a elevada permeabilidade do maciço não permitiu a estabilização do equipamento de injeção nos patamares de pressão necessários. Nestes casos, não é possível registar, de modo absoluto, o valor de permeabilidade obtida, sendo apenas possível determinar a permeabilidade mínima (motivo pelo qual os resultados estão expressos na forma de, por exemplo, “> 520 U.L.”. Estes casos revelam a presença de fraturas abertas ou cavidades de dimensão apreciável, que facilitam o escoamento, impedindo a pressurização da injeção.

Nos restantes ensaios, foram observados os seguintes regimes:

- Turbulento – 2 ensaios: Reflete, tipicamente, maciços com descontinuidades parcialmente abertas e moderadamente persistentes. Os valores de permeabilidade obtidos variam entre 20,2 e 54,9 U.L. (permeabilidade média a alta);
- *Wash-out* (Lavagem) - 2 ensaios: O regime de escoamento do tipo lavagem ocorre quando, no decorrer do ensaio, a pressão de injeção conduz à lavagem do preenchimento das descontinuidades e/ou induz movimentos permanentes no maciço rochoso, levando ao aumento da permeabilidade durante o ensaio. Nestes casos, registou-se uma elevada amplitude de permeabilidade nos valores Lugeon obtidos, os quais variaram entre 7,6 e 103,6 U.L.;
- Dilatação - 4 ensaios: O fenómeno de dilatação ocorre quando, durante o ensaio, existe um aumento de permeabilidade significativo na fase de injeção com máxima pressão, não se mantendo esse efeito no 4º e no 5º patamar de pressão, tratando-se de uma abertura temporária das descontinuidades do maciço, por se verificar que a pressão de injeção é superior à tensão litostática *in situ*. Nestes casos, a permeabilidade do maciço foi, geralmente, reduzida, estando a permeabilidade Lugeon compreendida entre 0 e 8,2 U.L. (permeabilidade muito baixa a moderada);
- Laminar - 2 ensaios: O regime laminar ocorre quando as permeabilidades obtidas apresentam reduzida variação em função da pressão de injeção, sendo tipicamente representativo de maciços pouco permeáveis. Não obstante, tal não pode ser dito do maciço ensaiado, já que nos casos onde se verificou regime laminar, a permeabilidade Lugeon variou entre 49 e 114 U.L. (permeabilidade média a muito alta).
- Colmatagem - 2 ensaios: Como o nome sugere, a colmatagem ocorre quando, com o evoluir do ensaio, dá-se a redução da permeabilidade, sendo este fenómeno, possivelmente, consequência do arraste de material fino para a rede de fracturação do maciço rochoso. Nos ensaios onde ocorreu a colmatagem a permeabilidade Lugeon variou entre 0 e 24 U.L. (permeabilidade muito baixa a moderada).;
- Sem absorção - 2 ensaios: – A ausência de absorção reflete um maciço impermeável, não tendo sido medida qualquer absorção pelo maciço rochoso;

- Laminar/estanque - 1 ensaio: Situação particular onde os resultados do ensaio indicam um regime do tipo laminar, mas que o valor de absorção foi tão reduzido (0,01 U.L.) que o maciço pode ser encarado como estanque.;
- Dilatação/Estanque - 1 ensaio: Situação idêntica à anterior, mas onde a análise dos dados indica um regime do tipo dilatação, mas a baixa permeabilidade (0,04 U.L.) permite que o maciço seja considerado como estanque.

No que se refere à comparação entre os valores de permeabilidade obtidos e as características do maciço rochoso, não é possível o estabelecimento de algum tipo de correlação com significado.

3.4.2.3 Ensaios Laboratoriais em Amostras de Solo

No presente subcapítulo realiza-se a análise aos resultados obtidos em ensaios laboratoriais efetuados em amostras indeformadas de solos. Em algumas das sondagens, a colheita de amostras foi condicionada pela elevada compacidade dos solos, levando à impossibilidade de obtenção de amostra intacta ou à obtenção de volumes de amostra muito reduzidos.

Não obstante o suprarreferido, foi possível efetuar ensaios laboratoriais em 7 amostras de solo, os quais incluíram:

- Análises granulométricas por peneiração;
- Limites de consistência;
- Determinação do teor em água;
- Determinação do valor de azul-de-metileno;
- Ensaio de corte direto;
- Ensaio triaxial consolidado drenado (CD);

De acordo com os dados obtidos observa-se que os solos ensaiados possuem características muito similares entre si, sendo tal exetável dado que todas as amostras ensaiadas são representativas de materiais terrosos de origem granítica, sejam estes solos residuais ou amostras de maciço decomposto, tratando-se, em ambos os casos, de saibros. Das 7 amostras ensaiadas, 4 foram colhidas de horizontes identificados como aterro, sendo que, geralmente, os aterros presentes no local em estudo são constituídos, também, por saibros. A este respeito, importa clarificar que as 4 amostras de aterro ensaiadas provêm do aterro a tardo do grande muro de pedra emparelhada (amostras das sondagens S24 P69.1, S28 P69.1, S32 P69.1 e S34 P69.1), situado, sensivelmente, entre os apoios P13 e P19.

Nos quadros 11 e 12 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais efetuados sobre as amostras indeformadas obtidas do local em estudo.

Quadro 11 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais de identificação em amostras de solos

ID	Prof.	Análise Granulométrica - % Passada				Limite de Atterberg			Teor em água	Azul metileno	Classificação Unificada (ASTM)	Classificação Rodoviária (AASHTO)	Classificação Francesa (GTR)	Classificação UIC
	(m)	D _{max} (mm)	#4,76mm	#2mm	#200	LL	LP	IP	%	VBS				
S01 P69.1	12,0-12,9	50	100	97,2	28,1	NP	NP	NP	16,3	0,13	SM - Areia Siltosa	A-2-4 (0) (**)		QS1 (**)
S09 P69.1	10,0-11,05	50	100	96,1	19,7	NP	NP	NP	13,9	0,09	SM - Areia Siltosa	A-2-4 (0) (**)		QS1 (**)
S17 P69.1	12,0-12,25	50	100	95,3	12,8	NP	NP	NP	9,1	-	SM - Areia Siltosa	A-1-b (0)	B5	QS3 (*)
S24 P69.1	4,0 - 5,2	38,1	86,6	81	20	NP	NP	NP	14,4	0,15	SM - Areia Siltosa	A-2-4 (0) (**)		QS3 (**)
S28 P69.1	2,3 - 3,2	4,76	99,93	93,9	15,56	28,51	NP	NP	11,56	0,9	SM - Areia Siltosa (**)	A-1-b (0) (**)		QS1 (**)
S32 P69.1	12,5 - 13,5	9,51	95,94	87,26	12,34	29,59	21,89	7,7	16,43	0,13	SC – Areia Argilosa (**)	A-2-4 (0) (**)		QS3 (**)
S34 P69.1	6,0 - 7,0	37,5	92,5	88,9	15,7	NP	NP	NP	8,9	0,15	SM - Areia Siltosa	A-1-b (0) (**)	B5	QS1 (**)

(*) – Classificação baseada, apenas, nas características granulométricas e limites de consistência;

(**) – Classificação efetuada pelo Projetista, com base nas características granulométricas e limites de consistência.

Quadro 12 – Resultados obtidos em ensaios de corte direto e em ensaios triaxiais CD

ID	Prof.	Corte Direto				Triaxial CD					
	(m)	$\varphi_{\text{pico}} (^{\circ})$	$C_{\text{pico}} \text{ (kPa)}$	$\varphi_{\text{residual}} (^{\circ})$	$C_{\text{residual}} \text{ (kPa)}$	$c'_{q\text{máx}} \text{ (kPa)}$	$\varnothing'_{q\text{máx}} (^{\circ})$	$c'_{(\sigma'_1/\sigma'_3)\text{máx}} \text{ (kPa)}$	$\varnothing'_{(\sigma'_1/\sigma'_3)\text{máx}} (^{\circ})$	$c'_{\text{crítico}} \text{ (kPa)}$	$\varnothing'_{\text{crítico}} (^{\circ})$
S01 P69.1	12,0-12,9	-	-	36,8	0						
S09 P69.1	10,0-11,05	-	-	41,3	0						
S24 P69.1	4,0 - 5,2	-	-	45,3	0						
S28 P69.1	2,3 - 3,2	45,4	17,7	37	13,3						
S32 P69.1	12,5 - 13,5	-	-	-	-	71,7	20,5	71,9	20,5	0	23,7
S34 P69.1	6,0 - 7,0	35,9	0	-	-						

Da análise dos resultados patentes nos quadros anteriormente expostos, é possível referir o seguinte:

- Todos os solos ensaiados correspondem a areias finas, por vezes com componente cascalhenta, e fração fina não plástica a pouco plástica, o que se traduz em solos dos tipos:
 - Classificação Unificada (ASTM): SM – Areia siltosa a SC – Areia argilosa;
 - Classificação Rodoviária (AASHTO): A-1-b (0) a A-2-4 (0);
 - Classificação IRS70719: QS1 ou QS3;
- Os teores em água obtidos variaram entre 8,9 e 16,43 %;
- O valor de azul de metileno, quando determinado, variou entre 0,09 e 0,9 g/100, sendo este último valor algo anómalo, visto que as restantes amostras se situam, aproximadamente, entre 0,10 e 0,15 g/100g.
- Ao nível dos ensaios de corte direto, observa-se variabilidade significativa nos resultados obtidos, não sendo possível distinguir entre os solos residuais e os solos de aterro sendo que:
 - A respeito dos valores obtidos, no ensaio de corte direto, para resistência residual, a coesão variou entre 0 e 13,3 kPa, enquanto o ϕ variou entre 36,8 e 45°;
 - Já no que se refere aos valores de pico, obtidos no mesmo ensaio, observam-se valores de coesão compreendidos entre 0 e 17,7 kPa, enquanto o ϕ variou entre 35,9 e 45,4;
 - No ensaio triaxial consolidado drenado, procedeu-se à determinação dos parâmetros de resistência ao corte para três situações:
 - $q_{máx}$: Círculos de Mohr determinados com base na máxima tensão deviatórica, tendo-se obtido $c' = 71,7$ kPa / $\phi' = 20,5^\circ$;
 - $\sigma'_1 / \sigma'_3_{máx}$: Círculos de Mohr determinados com base no valor máximo da relação entre as tensões σ'_1 e σ'_3 , tendo-se obtido $c' = 71,9$ kPa e $\phi' = 20,5^\circ$, sendo estes resultados praticamente idênticos aos obtidos pelo método anterior;
 - Parâmetros de estado crítico: Para o estado crítico, observa-se uma coesão c' de 0 kPa e um ϕ' de 23,7°.

Em resumo, todos os solos ensaiados aparentam boa qualidade, do ponto de vista geotécnico, embora deva ser sublinhado que, no que se refere às amostras de aterro, estas são todas provenientes do aterro a tardo do grande muro de pedra emparelhada, não se devendo assumir estes parâmetros como representativos de outros aterros presentes no local em estudo.

3.4.2.4 Ensaios Laboratoriais em Amostras de Rocha

Ao nível da caracterização dos materiais rochosos interessados, referem-se os resultados obtidos em ensaios de resistência à compressão uniaxial (RCU) em amostras obtidas em sondagens realizadas na fase de atualização do Estudo Prévio do Lote A da Linha de Alta Velocidade Porto Lisboa (IP, 2023 -) e na presente fase de trabalhos (2025 – 2026).

Quadro 13 – Resultados obtidos nos ensaios RCU realizados em fase de atualização de Estudo Prévio (IP, 2023)

Sondagem	Prof. (m)	Peso Vol. seco (kN/m³)	σ_{ci} (MPa)	E (GPa)
S078A-23	18,24 – 18,61	20,7	2,7	0,3
S079A-23	13,56 – 14,21	25,6	54,7	10

Os resultados indicados no quadro anterior revelam forte heterogeneidade nas características mecânicas dos granitos, situando-se a sondagem S078A-23 a cerca de 40 m do início do Viaduto e a sondagem S079A-23 entre os apoios P14 e P15. A amostra da sondagem S078A-23 é representativa de um maciço classificado com grau de alteração W4-3 e grau de fracturação de F4-3, apresentando um aspeto notoriamente friável. Por sua vez, a amostra obtida na sondagem S079A-23 é representativa de granito com grau de alteração W3-2 e grau de fracturação F3-2. Os módulos de deformabilidade obtidos refletem a mesma disparidade obtida nos ensaios RCU.

Quadro 14 - Resultados obtidos nos ensaios RCU realizados na presente fase (2025 - 2026)

Sondagem	Prof. (m)	Porosidade (%)	Peso volúmico (kN)	$IS_{(50)}$ - MPa	Tensão de rotura (Mpa)	E_{axial} (GPa)	$E_{transversal}$ (GPa)	ν
S20 P69.1	4,55-4,85	13,2	23,2	0,36	3,23			
S21 P69.1	4,50-5,00	8,2	24,3	0,63	10,98			
S24 P69.1	8,00-8,28	6,4	25	0,71	23,04			
S24 P69.1	12,60-13,30	3,8	25,5	2,11	41,68			
S27 P69.1	18,60-19,00	2,3	25,84	4,66	67,3	25,5	-106,1	0,24
S28 P69.1	10,10-10,50	8,5	24,3	0,44	11,15			
S31 P69.1	1,50-2,00	4,2	25,4	2,08	40,21			
S31 P69.1	6,20-6,50	6,6	24,9	1,25	20,38			
S32 P69.1	20,20 - 20,80	12,1	22,93	-	22,4			
S33 P69.1	2,50-3,00	6,8	24,6	0,92	16,01			
S35 P69.1	4,50 - 5,00	5,5	24,47	0,95	13,8	36,5	-	-
S36 P69.1	17,00 - 17,50	3	25,6	2,61	37,5	27,8	-89,3	0,31
S42 P69.1	4,65-5,15	5,2	25,2	1,29	15,13			
S51 P69.1	12,20 - 12,70	11,9	22,5	-	6	-	-	-

Nos ensaios realizados de resistência à compressão uniaxial realizados na presente fase, além da avaliação do peso volúmico e da resistência à compressão simples, foi ainda avaliada a porosidade e a tensão de rotura pelo ensaio de carga pontual (PLT). Em alguns dos provetes, efetuou-se ainda a avaliação do coeficiente de Poisson (o qual foi possível de obter nas amostras das sondagens S27 P69.1 e S36 P69.1, por oposição ao sucedido nas amostras das sondagens S35 P69.1 e S51 P69.1).

Os resultados obtidos na presente fase estão perfeitamente coerentes com os obtidos na fase anterior (Quadro 13), inserindo-se os novos resultados, sensivelmente, entre os valores de referência que se encontravam disponíveis. Com efeito, a análise dos dados obtidos na presente fase revela que o maciço granítico possui comportamento geomecânico francamente heterogéneo, observando-se a existência de alguns horizontes que, apesar de rochosos, apresentam resistência muito reduzida (e.g.

S20 P69.1 | 4,55 – 4,85 m; S51 P69.1 | 12,20 – 12,70 m). Contrariamente ao expetável, observa-se uma correlação algo fraca entre a porosidade e a resistência à compressão da rocha (inversamente proporcional – $R^2 = 0,5563$), encontrando-se esta espelhada na Figura 11. Observando a referida figura, é visível que a correlação é afetada por alguns *outliers* (e.g. S32 P69.1 | 20,20 – 20,80 m).

Já no que se refere à relação entre tensão de rotura obtida pelo ensaio de resistência à compressão simples e pelo ensaio de carga pontual (IS_{50}), verifica-se uma boa correlação (Figura 12), indicando que o ensaio de carga pontual permite, de modo expedito, uma aproximação razoável ao valor de resistência à compressão simples.

Por fim, refere-se que, de um modo muito geral, os valores mais elevados de RCU foram registados em provetes menos alterados (W2 a W3-2), embora a correlação entre a tensão de rotura e o grau de alteração seja bastante fraca, evidenciando que, no maciço em estudo, a capacidade portante é influenciada, não só, pelo grau de alteração, como também pela (eventual) presença de anisotropias estruturais.

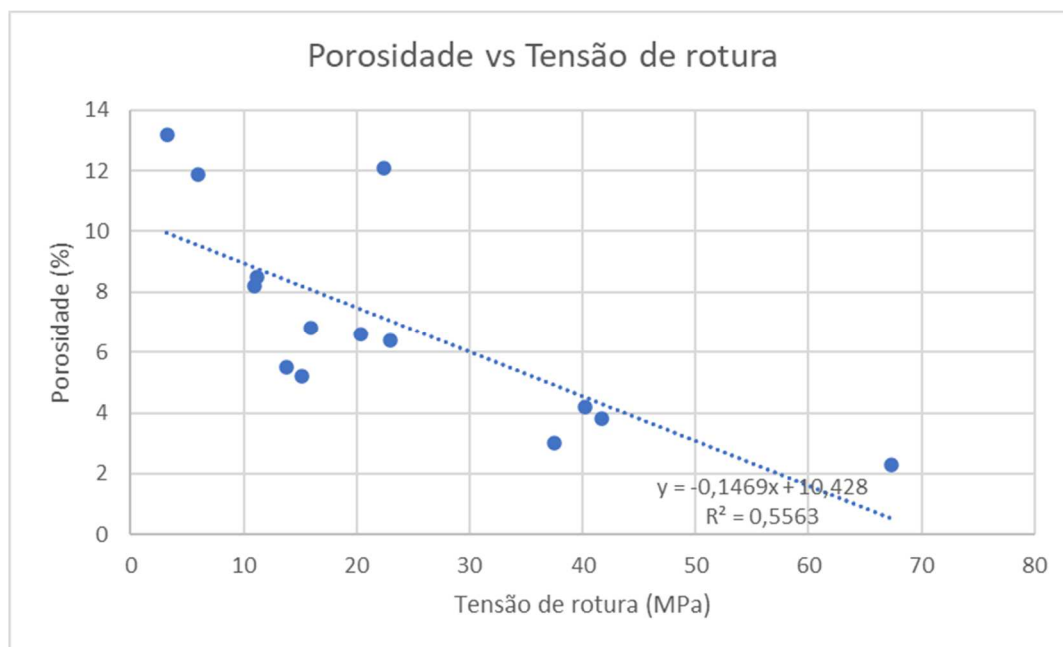


Figura 11 – Correlação entre porosidade e tensão de rotura

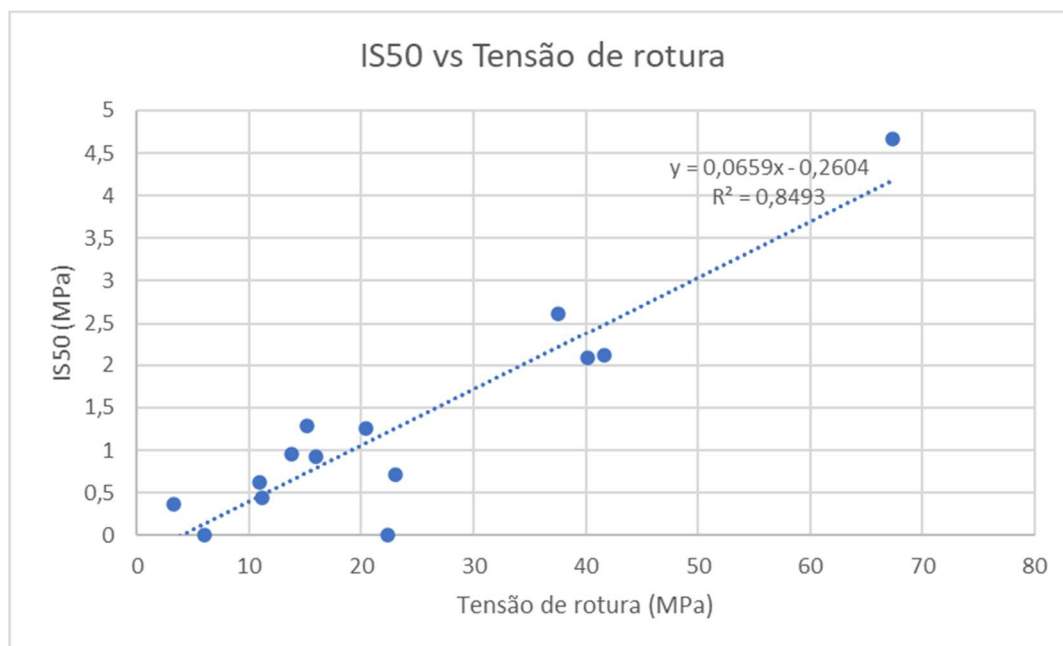


Figura 12 – Correlação entre a tensão de rotura obtida em resistência à compressão simples e ensaio de carga pontual

3.5 ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Tendo por base o cenário geológico-geotécnico descrito no subcapítulo 3.4.2, procedeu-se à elaboração do zonamento geotécnico dos terrenos interessados.

Quadro 15 – Zonamento Geotécnico (Descrição)

Zona Geotécnica	Descrição
ZG6	Aterro constituído por areias siltsas acastanhadas, contendo blocos e cascalhos de origem granítica. Os níveis superiores podem conter RCD e raízes. $2 < N/SPT < 24$ (geralmente $N/SPT < 10$).
ZG5	Solo residual granítico, areno-siltoso, com grão fino a médio, feldspático, micáceo e caulinizado, medianamente compacto. $10 < N/SPT < 30$.
ZG4	Solo residual granítico, areno-siltoso, com grão fino a médio, feldspático, micáceo e caulinizado, compacto. $30 < N/SPT < 50$.
ZG3b	Solo residual granítico, areno-siltoso, com grão fino a médio (por vezes médio a grosseiro) feldspático, micáceo e caulinizado, muito compacto. $N/SPT \geq 50$.
ZG3a	Solo residual granítico muito compacto ou maciço granítico decomposto a muito alterado (W5 a W4), com grão médio a grosseiro. Caracterizado por apresentar "nega" de 1ª fase em ensaios SPT.
ZG2	Granito de grão médio a grosseiro, muito a medianamente alterado (W4 - W3-4), com fracturação muito próxima a medianamente espaçada (F5-4 a F4-3), cujas fraturas podem encontrar-se preenchidas com solos residuais areno-siltosos
ZG1	Granito de grão médio a grosseiro, medianamente a pouco alterado (W3 a W2) e com fracturação próxima a afastada (F4 a F2)

Quadro 16 - Zonamento Geotécnico (parâmetros geotécnicos)

Zona Geotécnica	NSPT	F	W	RMR	RCU	γ (Kn/M3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ν	E (MPa)	PI*
ZG6	N/A	-	-	-	-	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
ZG5	$10 < N_{SPT} < 30$	-	W6	-	-	17 - 19	< 5	30 - 32	0,30 - 0,32	20 - 50	1,5 - 2,5
ZG4	$30 < N_{SPT} < 50$	-	W6	-	-	18 - 20	< 5	32 - 34	0,30 - 0,32	50 - 80	2,0 - 3,0
ZG3b	$N_{SPT} \geq 50$	-	W5	-	-	19 - 21	5 - 10	34 - 36	0,30 - 0,32	80 - 120	3,0 - 4,0
ZG3a	$N_{SPT} \geq 60$ (1ªF)	F5	W5 - W4	-	-	20 - 22	10 - 20	36 - 38	0,28 - 0,30	150 - 300	$> 4,0$
ZG2	-	F5-4 - F4-3	W4 - W3-4	21 - 40	< 15 Mpa	23 - 25	-	-	0,26 - 0,28	1000 - 2500 (2)	-
ZG1	-	F4 - F2	W3 - W2	> 40	≥ 15 Mpa	25 - 26	-	-	0,24 - 0,26	2500 - 5000 (2)	-

Notas:

(1) - Os materiais inseridos na unidade ZG6 (Aterros) apresentam características geotécnicas fortemente variáveis de local para local, pelo que a sua parametrização deve ser verificada cálculo a cálculo.

(2) - Módulo de deformabilidade da massa rochosa (Erm)

Tal como exposto no zonamento apresentado, considerou-se pertinente separar, para efeitos de zonamento geotécnico, os aterros dos solos residuais graníticos, embora, em termos concretos, os aterros (ZG6) sejam constituídos por saibros com cascalho e blocos graníticos, podendo os níveis superiores conter RCD ou alguma contaminação orgânica.

Os solos residuais graníticos encontram-se representados pelas classes ZG5 a ZG3b pretendendo-se, com estas, captar diferentes graus de compactidade dos horizontes residuais, podendo-se considerar que os terrenos classificados como ZG3b já serão representativos de maciço decomposto.

O horizonte ZG3a é utilizado para classificar maciço decomposto (W4), muito alterado a decomposto (W4-5) ou decomposto (W5), quando caracterizado pela obtenção de “negas” de 1ª fase em ensaios SPT. No caso específico do maciço W4, considera-se que este se insere na zona ZG3a quando demonstra um aspeto notoriamente subbrochoso, friável e caulinzado.

Por fim, os horizontes ZG2 e ZG1 correspondem a horizontes de maciço francamente rochoso, sendo o primeiro característico de maciço rochoso muito alterado ou muito a medianamente alterado (W4 a W4-3) e fracturação intensa (F5 a F4-3), correspondendo o horizonte ZG1 ao maciço rochoso de melhor qualidade, o qual terá, geralmente, grau de alteração W3 e grau de fracturação F3 a F2.

Tendo por base o zonamento apresentado, admite-se que, dependendo da carga de cada apoio, poderão ser consideradas fundações diretas sempre que ocorram, de modo afloante a subafloante e com continuidade em profundidade, materiais classificados como ZG3a ou melhor. No caso concreto de ZG3b, também é admitida esta possibilidade, embora tal deva ser alvo de uma análise caso a caso.

No caso da zona geotécnica ZG3a, considerou-se o exposto no Quadro 17, que compreende uma estimativa empírica em função do tipo de solo ocorrente, sendo este adaptado da tabela 1 do normativo BS 8004:1986. Tendo em consideração os materiais englobados na zona geotécnica referida, considera-se que, na sua generalidade, deverão ser equivalentes a cascalhos ou areias cascalhentas compactas. Na presente fase, considera-se prudente, para esta zona geotécnica, assumir um valor não superior a 500 kPa.

Por outro lado, no caso das zonas geotécnicas ZG2 e ZG1, considerou-se a classificação patente no Quadro 18 e o ábaco apresentado na Figura 13, que compreende uma estimativa empírica da tensão admissível em função do tipo de rocha, espaçamento entre descontinuidades e a resistência à compressão uniaxial da rocha intata, sendo este método baseado no Anexo G do normativo NP EN 1997-1: 2010 – Eurocódigo 7 / Parte 1. Tendo em consideração os resultados obtidos nas sondagens realizadas, considera-se que, de acordo com a classificação patente no Quadro 18, os materiais ocorrentes deverão ser classificados como “Rochas Ígneas” (granitos – Grupo 1).

Atendendo à forte variabilidade de comportamento geomecânico do maciço interessado, considera-se, para a presente análise, um valor de RCU de 5 MPa para granitos com grau de alteração W4 a W3-4 e 15 MPa para maciços com grau de alteração W3 ou superior (embora existam ensaios que demonstram a existência de horizontes onde o maciço possui valores de RCU superior a 50 MPa – como é evidenciado pela amostra da sondagem S27 P69.1 | 18,60 – 19,00 m). Com os valores indicados, e considerando graus de fracturação de F4 a F4-3, obtêm-se valores de tensão admissível de 1 MPa para ZG2 e 3 a 4 MPa para ZG1.

Por último, importa sublinhar que, no caso particular do Viaduto da Campanhã, a definição do tipo de fundação será função não só das características geotécnicas dos terrenos como também da orografia do terreno e da geometria de cada apoio, a qual, por vezes, terá que ser bastante complexa de modo a garantir um correto apoio da estrutura no terreno.

Quadro 17 – Tensão admissível estimada para solos arenosos em função da sua compacidade (baseado na BS 8004 – 1986)

Categoria	Tipos de solo	Tensão admissível estimada (kPa)
Solos não coesivos	Cascalho compacto ou areias cascalhentas compactas	> 600
	Cascalho ou areia cascalhenta medianamente compacta	< 200 a 600
	Cascalho solto ou areia cascalhenta solta	< 200
	Areia compacta	> 300
	Areia medianamente compacta	100 a 300
	Areia solta	< 100

- Linhas a **negrito** representam as situações aplicáveis.

- Linha a **negrito e a verde** representa a situação considerada mais provável

Quadro 18 – Agrupamento de rochas brandas e fraturadas (extraído do Anexo G da NP EN 1997-1: 2010)

Grupo	Tipo de rocha
1	Calcários e dolomias puros Arenitos calcários de baixa porosidade
2	Rochas ígneas Calcários oolíticos e calcários margosos Arenitos bem cimentados Siltitos argilosos calcários endurecidos Rochas metamórficas, incluindo ardósias e xistos (clivagem e foliação horizontais)
3	Calcários muito margosos Arenitos fracamente cimentados Ardósias e xistos (clivagem e foliação inclinadas)
4	Siltitos argilosos não cimentados e argilitos xistosos

- Linhas a **negrito** representam as situações aplicáveis.

- Linha a **negrito e a verde** representa a situação considerada mais provável ou mais condicionante.

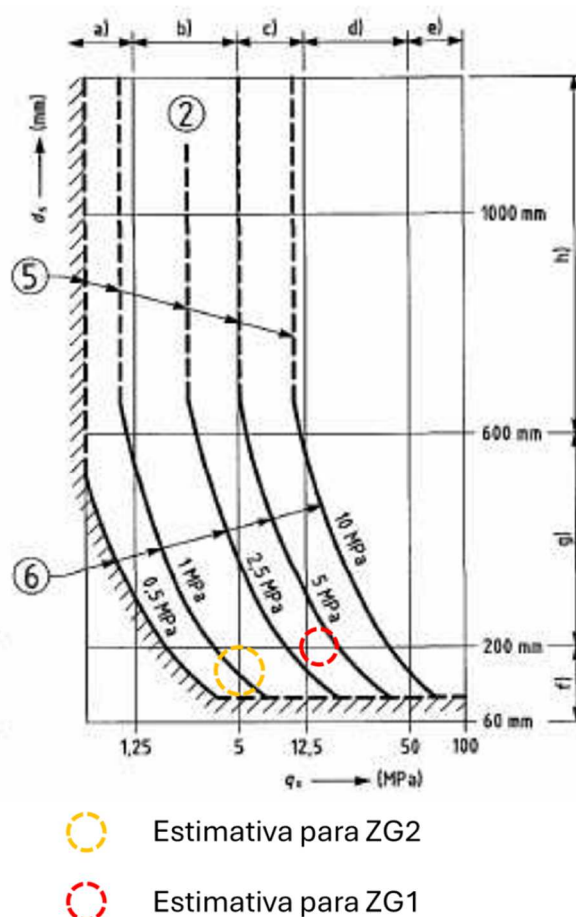


Figura 13 – Estimativa empírica da tensão admissível em ZG2 e ZG1, considerando um maciço rochoso do tipo 2 (ver Quadro 18). Capacidade resistente presumida do terreno de fundações superficiais quadradas em rocha (Extraído do Anexo G da NP EN 1997-1: 2010)

3.6 CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO E ASPETOS CONSTRUTIVOS

Com base em todos os dados analisados e nos reconhecimentos realizados ao local, refere-se que do ponto de vista construtivo, o Viaduto da Campanhã será uma obra de execução extremamente desafiante, devido à conjugação dos seguintes fatores:

- Reduzido espaço de trabalho;
- Orografia acidentada com elevado grau de ocupação superficial (em particular a partir do apoio P19), a qual inclui numerosos muros, habitações e, principalmente, o Viaduto da Campanhã existente (que estará situado a W da estrutura em estudo);
- Condições geológico-geotécnicas extremamente heterogéneas, destacando-se:
 - Variabilidade significativa da posição do firme rochoso (o qual não foi detetado em várias sondagens);
 - Presença de uma cobertura de aterro com espessura, também, fortemente variável;
 - Existência de horizontes de solos residuais de compactidade variável até profundidades significativas embora, ao nível da compactidade, possam ser classificados como compactos a muito compactos;

- Maciço rochoso com fortes variações de grau de alteração, com transições bruscas entre maciço competente (grau de alteração W3 a W2 e grau de fracturação F4 a F3) e maciço decomposto (W5), o que se traduz em variações significativas do comportamento geomecânico dos materiais. Mesmo quando o maciço toma a forma de maciço rochoso, verificam-se passagens mais alteradas (W4 a W4-3) onde a resistência à compressão uniaxial pode ser bastante débil (conforme testemunhado pela amostra da sondagem S078A-23 ou da sondagem S20 P69.1);
- As variações bruscas indicadas no parágrafo anterior podem ocorrer tanto de modo longitudinal (afetando as condições de fundação entre apoios consecutivos) como transversal (afetando as condições de fundação entre diferentes zonas do mesmo apoio);
- Existência de galerias subterrâneas/minas de água com localização/distribuição desconhecida;

Tendo por base o exposto nos tópicos anteriores, considera-se que as fundações a adotar no Viaduto da Campanhã serão bastante heterogéneas, podendo existir variações significativas das soluções a adotar de apoio para a apoio. Conforme já referido, a definição do tipo de fundação será função não apenas das características geotécnicas dos terrenos interessados como também da morfologia do terreno à superfície, do espaço de trabalho disponível e da ocupação superficial.

4 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

4.1 CONCEÇÃO GERAL

Como se explicou nos capítulos anteriores, a conceção geral do Viaduto de Campanhã foi fortemente condicionada pelo meio envolvente onde será implantado e pela necessidade de conter na sua plataforma todas as variações de largura resultantes do traçado ferroviário. Por se tratar de uma zona com forte carácter urbano, procurou-se enquadrar o novo viaduto da melhor maneira possível com a disposição dos pilares do Viaduto de Campanhã existente, alinhando, tanto quanto possível, os eixos dos novos pilares com os eixos dos pilares existentes. Contudo, dado que o Viaduto existente tem vãos correntes da ordem dos 12,5 m considerou-se que, passados quase 40 anos da sua construção, não seria razoável a adoção de vãos tão curtos, pelo que se adotou vãos de cerca do dobro dos existentes, resultando por isso numa métrica próxima dos 25,0 m. Note-se que grande parte do viaduto está inserido numa curva com raios reduzidos e este facto interfere significativamente com a definição dos novos vãos do viaduto.

Assim, a solução estrutural adotada para o Viaduto de Campanhã consiste num tabuleiro em laje nervurada vazada, dividido em 5 módulos contínuos de 6 vãos cada um, com as seguintes distribuições:

- Módulo 1: $16,5 + 2 \times 22,5 + 22 + 25 + 22 = 130,5$ m
- Módulo 2: $22 + 25 + 2 \times 22 + 25 + 21 = 137,0$ m
- Módulo 3: $23 + 27 + 28 + 2 \times 22 + 20,5 = 142,5$ m
- Módulo 4: $24 + 25 + 2 \times 22 + 24 + 23 = 140,0$ m
- Módulo 5: $20 + 2 \times 25 + 2 \times 26 + 18 = 140,0$ m

O que perfaz uma extensão total para o viaduto de 690 metros.

Na figura seguinte apresenta-se o alçado da solução adotada para o viaduto.

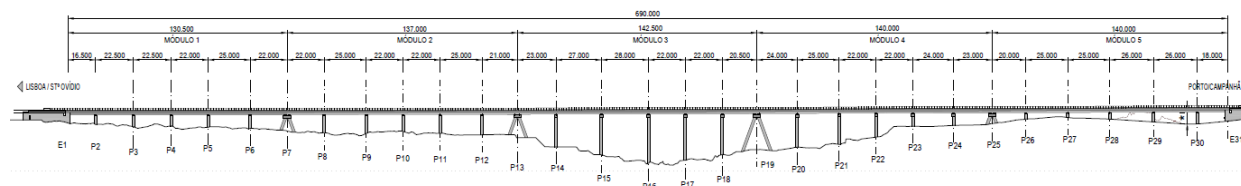


Figura 14 – Alçado do Viaduto de Campanhã

A assimetria na distribuição de comprimentos dos vãos deve-se à necessidade de compatibilização com os diversos condicionamentos elencados no capítulo 2 desta Memória. Já a subdivisão do tabuleiro em cinco módulos justifica-se pela impossibilidade de instalar aparelhos de dilatação de via nos carris, o que implica um controlo mais apertado da deformabilidade longitudinal da obra e das tensões instaladas nos carris. Este assunto é explicado em detalhe no “Estudo de Interação Via-Estrutura” desenvolvido no âmbito deste projeto.

4.2 TABULEIRO

A solução estrutural adotada para o tabuleiro teria que ser tal que permitisse, de uma forma simples e fácil de construir, a concretização das diferentes larguras previstas ao longo de toda a extensão do viaduto, que variam de aproximadamente de 14 m a 26 m.

Assim, a geometria do tabuleiro consiste numa laje vazada, em betão armado pré-esforçado, com uma nervura única de 2,0 m de altura mínima e de largura variável. Esta laje prolonga-se lateralmente em consolas de betão armado, de espessura também variável. Na zona em que o tabuleiro do novo viaduto encosta ao tabuleiro do viaduto existente a consola interior é espessada por forma a garantir uma rigidez suficiente para controlar as deformações verticais diferenciais entre os dois tabuleiros e para suportar as cargas ferroviárias até ao limite da consola. Esta solução estrutural é a que se revela mais adequada para fazer face às variações de largura da plataforma ao longo de toda a extensão do viaduto, aliás, na linha da solução estrutural do viaduto existente, em laje maciça como se pode observar na imagem seguinte.

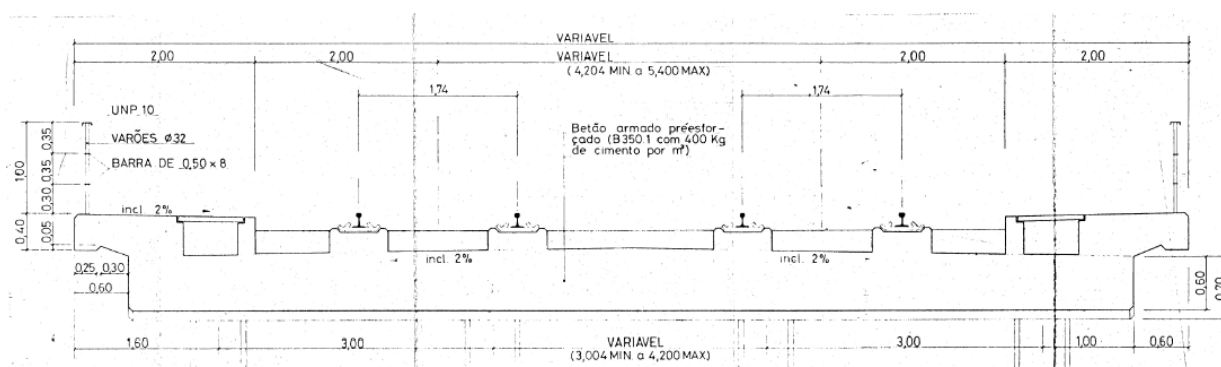


Figura 15 – Secção transversal do tabuleiro do viaduto existente

Entre o início da obra e o km 69+692, a plataforma do viaduto configura uma Linha de Alta Velocidade com via dupla, com um tabuleiro com 14,0 m de largura. A partir do km 69+692 a largura do tabuleiro passa a ser variável, aumentando gradualmente com a quilometragem, até encostar ao tabuleiro do Viaduto de Campanhã existente. No restante desenvolvimento, até à Estação de Campanhã, ocorrem 3 cruzamentos de vias entre o novo e o viaduto existente. A plataforma atinge uma largura máxima, da ordem dos 25,6 m.

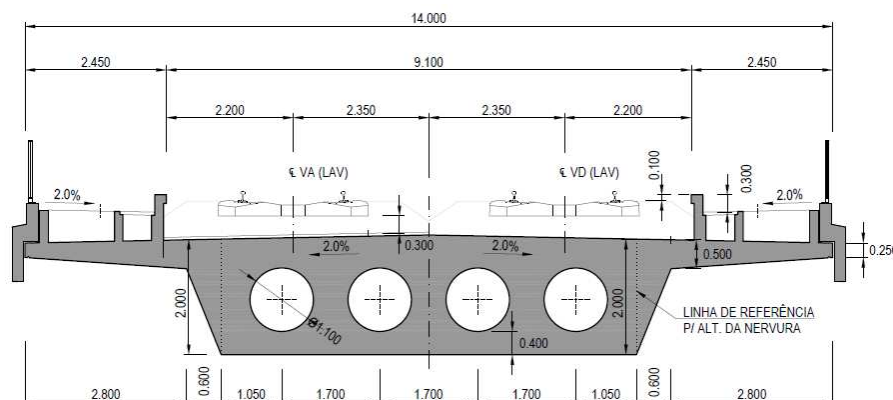


Figura 16 – Secção transversal do tabuleiro a meio vão dos tramos da zona de largura constante

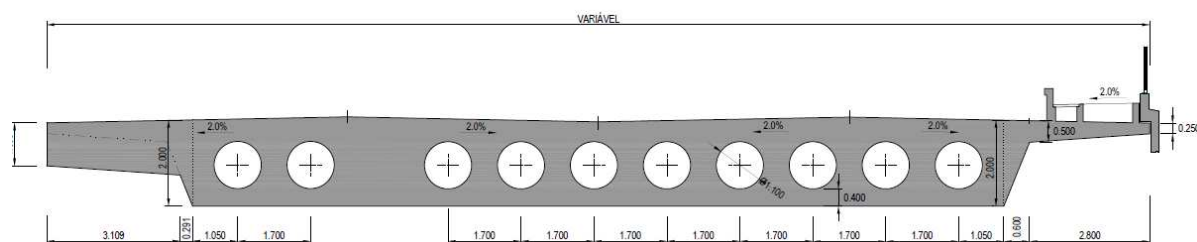


Figura 17 – Secção transversal do tabuleiro a meio vão dos tramos da zona de largura variável

O tabuleiro é pré-esforçado longitudinalmente com cabos com traçado parabólico em toda a extensão da obra. Na maioria dos tramos serão instalados 3 cabos com 22 cordões em cada “alma”, i.e. no espaço entre vazamentos circulares.

Prevendo a eventualidade de, no futuro, poder ser necessário reforçar o tabuleiro por aumento das sobrecargas de exploração ou eventual excesso de deformação, a obra fica dotada, tal como exigido no Caderno de Encargos da IP, dos dispositivos necessários para a realização desse reforço até cerca de 20% do pré-esforço inicialmente instalado através da utilização de bainhas e ancoragens para pré-esforço interior (pré-esforço aderente).

A secção do tabuleiro é armada transversalmente apenas com armaduras passivas.

A ligação do tabuleiro aos pilares é feita por intermédio de aparelhos de apoio do tipo “pot-bearing ou calote metálica”.

4.3 PILARES

Tendo em atenção a altura da rasante, os vãos do tabuleiro do novo viaduto e os condicionamentos impostos pela topografia, pela geotecnia e pelo viaduto e muros de alvenaria existentes adotou-se uma solução, sempre que possível, de dois pilares quadrados, com $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$, por alinhamento de apoio. Os pilares foram, em geral, posicionados a 4,70 m dos bordos exteriores do tabuleiro.

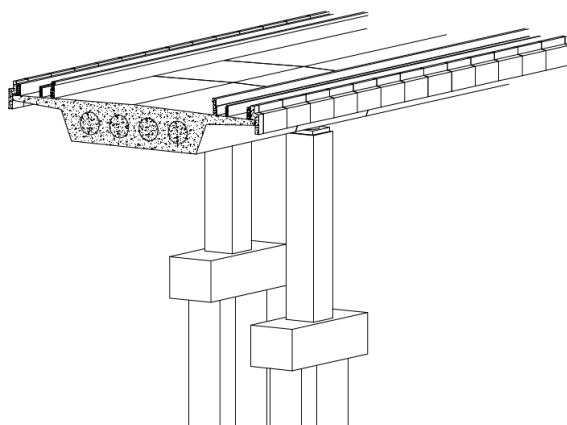


Figura 18 – Vista de um alinhamento de pilares correntes (imagem retirada do modelo BIM)

Nas zonas em que os condicionamentos atrás referidos revelaram não ser possível a adoção da solução acima descrita adotou-se, para o pilar de extradorso, uma secção retangular com $1,6 \times 2,8 \text{ m}^2$. No topo, estes pilares são ligados monoliticamente a uma travessa em betão armado sobre a qual apoia o tabuleiro.

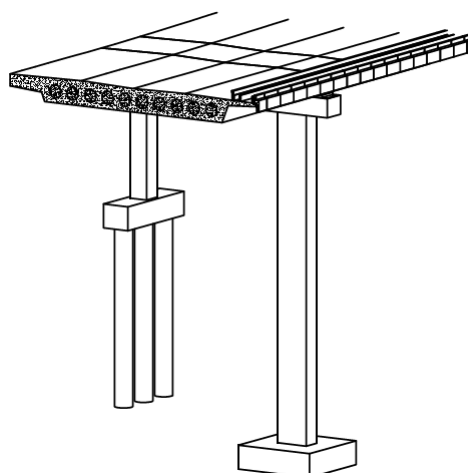


Figura 19 – Vista de um alinhamento de pilares dotado de travessa (imagem retirada do modelo BIM)

Os pilares, seja pela sua reduzida altura ou por estarem demasiado afastados dos pontos fixos de cada módulo, têm ligações rotuladas com aparelhos de apoio em todos os alinhamentos.

Os módulos do viaduto são fixos longitudinalmente à extremidade Sul dos mesmos, pelo que houve necessidade de conferir os pilares de transição entre módulos (pilares de junta) da necessária rigidez longitudinal para as ações de frenagem e arranque próprias das obras ferroviárias.

Assim, nas transições entre os módulos 1 a 5, os pilares de junta formam deltas na direção longitudinal, em que os pilares são inclinados 20° em relação à vertical. No topo, estes pilares ligam-se monoliticamente a uma travessa em betão armado sobre a qual apoia o tabuleiro.

O pilar de junta P7 é constituído por um delta com 4 pilares inclinados ligados superiormente pela travessa, enquanto que, devido à maior largura do tabuleiro, os pilares de junta P13, P19 e P25 são constituídos por deltas com 6 pilares inclinados também encimados por uma travessa. Os pilares inclinados têm, sempre que possível, secção transversal quadrada com $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$. No caso do pilar de junta P19 adotou-se, para os pilares inclinados centrais e de extradorso, uma secção transversal retangular com $1,6 \times 2,8 \text{ m}^2$, por terem uma altura considerável.

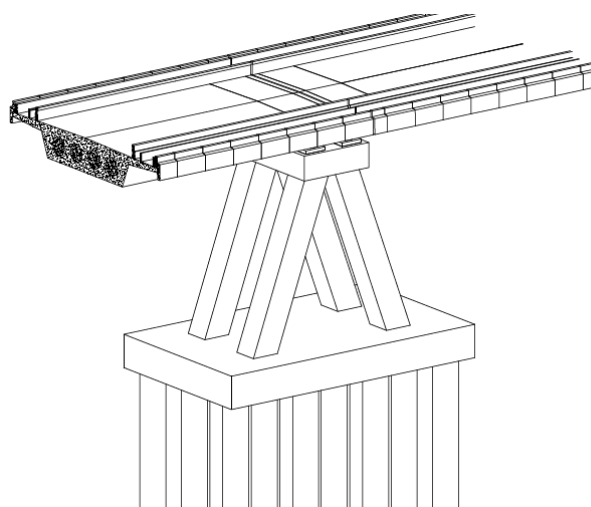


Figura 20 – Vista de um pilar de junta em delta (imagem retirada do modelo BIM)

Em cada uma das travessas, os apoios do lado Sul são deslizantes na direção longitudinal e os apoios do lado Norte são fixos, transmitindo as forças longitudinais para os pilares.

Os pilares, sejam correntes ou de junta, foram dispostos sensivelmente e na medida do que foi possível no alinhamento dos pilares do Viaduto de Campanhã existente o que permite conferir uma continuidade visual em todo o desenvolvimento das obras.

Dada a orografia na zona de implantação do viaduto e a presença de uma heterogeneidade muito grande nas condições de fundação de cada apoio, houve necessidade de prever uma grande variedade de tipos de fundação por forma a, caso a caso, adaptar-se o melhor possível às exigências de minimização das escavações junto aos apoios existentes e, também, às profundidades a que se encontravam os solos ou maciço rochoso com capacidade portante.

Tendo em atenção o referido anteriormente, os pilares, quer correntes quer de junta, dependendo das condições de fundação da zona onde se localizam, serão fundados por intermédio de estacas ou por intermédio de sapatas.

A solução adotada para as fundações indiretas dos pilares correntes consiste em maciços de encabeçamento que assentam sobre duas ou três estacas com 1,5 m de diâmetro, por cada pilar. Nestes pilares, a solução adotada para as fundações diretas consiste numa sapata individual por cada fuste com dimensões compatíveis com as tensões admissíveis nas zonas interessadas pelas fundações.

Nos pilares de junta as soluções adotadas para as fundações consistem: i) No pilar P7, num maciço de encabeçamento único para os 2 deltas que assenta sobre 12 estacas com 1,5 m de diâmetro; ii) No pilar P13, numa sapata única para os deltas de intradorso e central e numa sapata individual para o delta de extradorso; iii) No pilar P19, num maciço de encabeçamento único para o delta de intradorso que assenta sobre 6 estacas com 1,5 m de diâmetro, numa sapata única para o delta central e duas sapatas individuais para o delta de extradorso; i) No pilar P25, numa sapata única para os 6 fustes, fundada em 2 níveis para minimizar as alturas de escavação.

Nos pilares dotados de travessa superior serão instaladas placas metálicas nos locais de posicionamento dos macacos hidráulicos para a substituição dos aparelhos de apoio. Nos restantes pilares a substituição dos aparelhos de apoio será realizada com recurso a torres provisórias para colocação dos macacos hidráulicos.

4.4 ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO E ENCONTRO

O Viaduto de Campanhã apoia, no lado Sul, numa estrutura de transição, estrutura esta semelhante a um encontro, na medida em que se destina a receber tanto a extremidade Sul do tabuleiro do Viaduto de Campanhã como a extremidade Norte do tabuleiro ferroviário da nova Ponte sobre o Rio Douro. Esta estrutura é constituída por duas vigas de estribo que recebem os tabuleiros, suportadas por montantes alongados encimados por uma laje em betão armado que liga as 2 vigas de estribo. Esta laje tem a função de rigidificar o apoio da via férrea entre os tabuleiros das 2 obras de arte e, desta forma, obviar os problemas associados às diferenças de rigidezes nessa transição. A fundação da estrutura de transição é indireta por intermédio de 18 estacas com 2,0 m de diâmetro. A estrutura de transição dispõe ainda de muros de testa frontais e de muros laterais que servem de contenção ao enchimento com solos do interior da estrutura e suportam os passeios e acrotérios.

A geometria particular desta estrutura, em especial o seu comprimento, está relacionada com o facto de esta ter de acomodar os aparelhos de dilatação de via (AD) necessários instalar na extremidade

Norte da Ponte do Douro, que para além das suas dimensões muito alongadas, obrigam a respeitar critérios de posicionamento e rigidez muito exigentes. Sobre a estrutura de transição far-se-á também a transição entre a via não balastrada para via balastrada.

Na chegada à Estação de Campanhã, no lado Norte, o encontro é do tipo cofre fechado em betão armado e constituído pela viga de estribo que recebe o tabuleiro, que por sua vez se apoia em montantes e no muro frontal ou numa zona maciça. A fundação do encontro é direta, por intermédio de uma sapata. O encontro dispõe, ainda, de muros de avenida laterais que se destinam a suportar os acrotérios e a dar contenção aos aterros de acesso à obra de arte.

Previamente ao início dos trabalhos de construção deste encontro, assim como do tramo de tabuleiro entre os pilares P30 e o encontro, será necessário executar uma estrutura de contenção lateral das vias ferroviárias existentes e proceder à demolição parcial do muro confinante com a Rua do Freixo.

4.5 EQUIPAMENTOS

Os aparelhos de apoio a instalar na obra serão do tipo “pot-bearing ou calote metálica”. Nos pilares de junta, um dos módulos será dotado de aparelhos de apoio deslizantes na direção longitudinal (lado Norte) enquanto que, no outro módulo, os aparelhos de apoio serão fixos (lado Sul). Nos restantes pilares os aparelhos de apoio serão, dependendo do alinhamento, fixos ou deslizantes na direção longitudinal. Todos os aparelhos permitem rotações em todas as direções e serão fixos na direção transversal.

Na estrutura de transição a Sul não serão permitidos deslocamentos longitudinais pelo que os aparelhos de apoio a instalar serão fixos em ambas as direções. No encontro Norte os aparelhos de apoio serão deslizantes.

Serão instaladas juntas de dilatação entre os 5 módulos, assim como entre os módulos extremos e a estrutura de transição a Sul e o encontro a Norte. Estas juntas têm os deslocamentos limitados para as ações de serviço e não exigem a adoção de aparelhos de dilatação de via nos carris.

Está prevista a instalação de postes de iluminação viária ao longo de toda a extensão do tabuleiro, assegurando a conveniente visibilidade noturna da totalidade dos passadiços de serviço e das vias de circulação, de acordo com as Normas aplicáveis.

O viaduto é ainda dotado dos equipamentos normalmente considerados em obras do género, tais como, guarda-corpos, vigas de bordadura, etc.

5 DRENAGEM

A obra será dotada de um sistema de drenagem pluvial do tabuleiro. O sistema de drenagem destina-se a que as águas das chuvas recolhidas sobre o tabuleiro da obra possam ser drenadas com a eficácia e fiabilidade necessárias, conduzindo-as às redes de drenagem adjacentes ao viaduto.

A face superior do tabuleiro será impermeabilizada e possuirá as pendentes transversais necessárias ao escoamento das águas. Essas pendentes facilitarão o encaminhamento das águas até aos sumidouros colocados transversalmente junto aos muretes guarda-balastro. As águas captadas pelos sumidouros são encaminhadas para zonas de descarga adequadas. Paralelamente, as caleiras de cabos dos passeios drenam através de tubos de PVC, para o que se dota o fundo destas caleiras de pendentes transversais adequadas.

Serão adotados acessórios que permitem realizar a limpeza dos coletores e tubos de queda, ao longo de todo o seu desenvolvimento.

O sistema de impermeabilização do tabuleiro será de acordo com a instrução técnica da IP, IT.OAP.001 – Impermeabilização de Tabuleiros em Pontes e Viadutos.

Nos estribos dos encontros e nos topos dos pilares são definidas as inclinações necessárias para garantir a drenagem eficiente do topo destes elementos.

O tardo dos encontros e muros de ala são drenados para os órgãos de drenagem geral, através da colocação de um sistema de recolha de águas adequado.

O sistema de drenagem do tabuleiro e o encaminhamento das águas para o sistema de drenagem geral é articulado e integrado no projeto geral de drenagem.

6 RETORNO DE CORRENTES DE TRAÇÃO, TERRAS E PROTEÇÕES

A implementação do sistema de terra de proteção a utilizar para a obra de arte visa fundamentalmente:

- Garantir a existência de um ambiente seguro para seres humanos bem como para os próprios sistemas elétricos na vizinhança da via-férrea;
- Atenuar os efeitos de corrosão elétrica que as correntes vagabundas podem originar sobre os elementos metálicos da obra.

Foram definidos sistemas de proteção dielétrica de todas as peças metálicas, nomeadamente as armaduras estruturais (passivas e ativas), os aços estruturais, os guarda-corpos, as juntas e os aparelhos de apoio, evitando a sua corrosão precoce por influência dos campos eletromagnéticos, a realizar por isolamento ou implementação de uma rede de terras adequada.

Assim, é garantida a ligação à terra de todos os elementos metálicos, incluindo as armaduras passivas e ativas, sendo cumprido o estipulado em termos do sistema de retorno de corrente de tração e terras e proteções (RCT+TP) na norma GR.IT.GER.002.6-V06 da IP.

Todos os componentes a aplicar na rede de terras obedecerão às especificações da norma GR.IT.GER.002.13-v08.

A execução dos trabalhos terá o adequado acompanhamento técnico, com a verificação em fase de obra da continuidade das armaduras e das suas ligações antes das betonagens.

7 MATERIAIS E DURABILIDADE

Os materiais a utilizar na execução do Viaduto de Campanhã são ditados pela necessidade de garantir não só a resistência, mas também a durabilidade da obra. Nesse sentido prescrevem-se betões de classes superiores às mínimas regulamentares, indicando-se também as respetivas classes de exposição segundo a norma NP EN 206:2013.

Para efeitos da prescrição dos parâmetros que controlam a durabilidade dos materiais, estabeleceu-se a seguinte classificação e condições de execução da estrutura de Betão:

- Vida Útil da Estrutura (NP EN 206:2013/A2:2021 - DNA 5.3.1):..... Categoria 5 (100 anos)
- Classe Estrutural (NP EN 1992-1-1):..... S6
- Classe de Execução (NP EN 13670:2011 – DNA 4.3.1):.....3
- Classe de Consequência (NP EN 1990 – Anexo B, Secção B3)..... CC3
- Classe de Fiabilidade (NP EN 1990 – Anexo B, Secção B3) RC3
- Nível de Supervisão (NP EN 1990 – Anexo B, Secção B4)..... DSL2
- Nível de Inspeção (NP EN 1990 – Anexo B, Secção B5) IL3

As classes de exposição e execução da estrutura seguem o prescrito nas normas NP EN 206:2013 e NP EN 13670:2011 e nas especificações LNEC E 464-2007 e LNEC E 465-2007.

Segundo a Norma NP EN 206:2013, a obra de arte é projetada considerando:

- Ambiente moderadamente agressivo e Classes de Exposição: XC2, para fundações de pilares e encontros, XC4 para elevação de pilares e encontros e XC4 para tabuleiros;
- Para cada elemento estrutural foi verificado se o ambiente é o definido acima ou se se está na presença de elementos que o tornem mais condicionante, nomeadamente algum tipo de agressividade química, tomando como base a Norma NP EN 206:2013.

A estrutura é dimensionada para um período de vida útil de 100 anos.

No quadro seguinte indicam-se as classes de resistência e de exposição (agressividade do ambiente) consideradas e os recobrimentos a adotar. O cálculo dos recobrimentos nominais segue as regras estipuladas na NP EN 1992-1-1 em consonância com o indicado nas Especificações LNEC E464 e E465. Para cada tipo de elemento estrutural serão considerados os seguintes betões:

Quadro 19 – Viaduto de Campanhã. Características dos betões

Elemento	Classe de Resistência (NP EN206)	Classe de Exposição	Teor de Cloreto	D _{máx} (mm)	Classe de Abaixamento	Rec. (mm)
Regularização e selagem	C 16/20	X0	CI 1,0	-	S1 / S2	-
Estacas	C 30/37	XC2	CI 0,40	22	S3 / S4	75
Sapatas / Maciços de Estacas	C 30/37	XC2	CI 0,40	22	S2 / S3 / S4	50
Encontros e Muros em elevação	C 30/37	XC4	CI 0,40	22	S2 / S3	50
Pilares em elevação	C 35/45	XC4	CI 0,40	22	S2 / S3	50

Elemento	Classe de Resistência (NP EN206)	Classe de Exposição	Teor de Cloreto	D _{máx} (mm)	Classe de Abaixamento	Rec. (mm)
Tabuleiro	C 40/50	XC4	Cl 0,20	16	S3 / S4	50

Os recobrimentos são estabelecidos de acordo com a GR.IT.OAP.002 e em conformidade com a especificação LNEC E464:2007, considerando a classe de exposição ambiental, o período de vida útil, o tipo de elemento estrutural e a classe de resistência do betão.

Serão utilizados os seguintes tipos de aço de construção, em armaduras ordinárias em conformidade com a EN 10080 e em barras e cabos ou cordões pré-esforçados em conformidade com a prEN 10138:

- Armaduras para betão armado:.....A500 NR SD
- Armaduras de pré-esforço: $f_{pk} \geq 1860$ MPa; $f_{p0.1k} \geq 1600$ MPa
- Barras de alta resistência para pré-esforço:..... $f_{puk} \geq 1050$ MPa

8 PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Para a construção do viaduto previram-se diferentes métodos construtivos visando a melhor adequação das metodologias empregues às soluções adotadas, com vista a atingir um elevado nível de eficiência e simplicidade construtiva conjugados com o mínimo impacto sobre a zona urbana em que a obra se insere.

Dependendo das condições de fundação dos locais onde serão implantadas, as fundações dos pilares e encontros serão diretas, por intermédio de sapatas, ou indiretas por intermédio de estacas. O tipo de fundação adotado em cada local procurou minimizar as escavações e evitar, na medida do possível, a necessidade de recorrer a entivações ou contenções.

As escavações a efetuar para construção das fundações dos pilares e encontros poderão ser realizadas recorrendo parcialmente aos equipamentos tradicionais de terraplenagens, podendo envolver também o recurso a martelo pneumático, associado à presença de zonas rochosas mais resistentes. Tendo em atenção o local em que a obra se insere, e o risco de instabilização das fundações do atual Viaduto de Campanhã, não está previsto o recurso a explosivos na execução das fundações.

As escavações provisórias associadas à abertura dos caboucos para construção das sapatas e maciços de encabeçamento serão realizadas com inclinações de taludes compatíveis com a qualidade dos terrenos ocorrentes, admitindo-se geometrias de taludes da ordem de 1:1 a 1.5:1 (v:h). Estas inclinações serão aferidas em obra em função das condições locais, nomeadamente das características geotécnicas dos terrenos ocorrentes, da eventual existência de níveis freáticos e respetivas profundidades, das características topográficas e de ocupação de cada local, bem como de outras eventuais condicionantes. Nos casos em que localmente sejam identificadas condições de instabilidade das escavações serão adotadas medidas de contenção provisórias.

Estas estruturas de contenção, provisórias ou definitivas, podem igualmente ser necessárias construir para preservar o Ramal de Alfândega, a Calçada do Rego Lameiro, a antiga ponte metálica, o muro de suporte de pedra emparelhada que sustenta o Ramal de Alfândega e outras antes mencionadas.

O tabuleiro será construído tramo a tramo, entre quintos de vão e recorrendo a cavaletes apoiados no solo. Dependendo das alturas ao solo ao longo dos tramos do viaduto e dos diversos condicionamentos existentes serão privilegiados os métodos construtivos que forem menos impactantes e adaptados à zona urbana e de utilização ferroviária em que o viaduto se insere, tais como o recurso a asnas e cavaletes descontínuos. Admite-se, ainda, a utilização de um cimbria superior auto-lançável de dimensão moderada, desde que compatível com todos os impactos de ocupação espacial que tais equipamentos podem implicar.

Devido a requisitos derivados da exploração ferroviária e ao seu macrofaseamento construtivo que lhe está inerente, a construção do viaduto far-se-á no sentido Norte/Sul, iniciando-se pelo Módulo 5, junto à Estação de Campanhã, terminando no Módulo 1, junto à Estrutura de Transição com a Ponte sobre o Rio Douro. Na construção de cada um dos módulos que constituem o viaduto prevê-se o seguinte faseamento construtivo:

- Execução das fundações da estrutura de transição, pilares e encontro norte;
- Construção da elevação da estrutura de transição, pilares e encontro norte por métodos tradicionais;

- Execução do tabuleiro pelo método tradicional designado correntemente por “tramo a tramo”, recorrendo a cavaletes apoiados no solo, asnas ou cimbra, em uma ou mais frentes em simultâneo;
- Acabamentos.

Resume-se, nos pontos seguintes, as principais etapas de execução do viaduto tendo em consideração os macrofaseamento construtivo e prazos definidos.

1. Criação de plataformas de trabalho e acessos. Execução de contenções/ensecadeiras e escavações para execução de fundações. Execução de fundações. Elevação dos pilares. Construção tramo a tramo do Módulo 5, de Norte para Sul.



Figura 21 – Faseamento construtivo – Etapa 1 de 5

2. Continuação da execução de fundações e elevação dos pilares. Construção tramo a tramo do Módulo 4, de Norte para Sul.

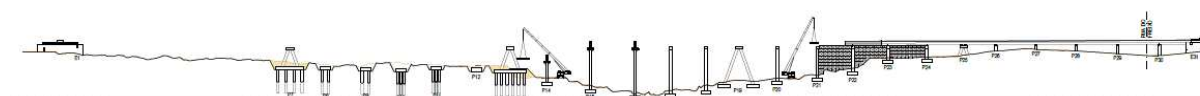


Figura 22 – Faseamento construtivo – Etapa 2 de 5

3. Continuação da execução de fundações e elevação dos pilares. Construção tramo a tramo dos Módulos 3 e 2, de Norte para Sul.



Figura 23 – Faseamento construtivo – Etapa 3 de 5

4. Construção tramo a tramo do Módulo 1, de Norte para Sul.



Figura 24 – Faseamento construtivo – Etapa 4 de 5

5. Execução e instalação de todos os equipamentos no tabuleiro. Acabamentos finais.



Figura 25 – Faseamento construtivo – Etapa 5 de 5

A colocação de vigas de bordadura e demais equipamentos finais dos passadiços serão realizados a partir do tabuleiro já executado, prevenindo a segurança dos operários e queda de objetos. Quando da montagem das vigas de bordadura, estas serão amarradas aos estribos aparentes do respetivo maciço de fixação para evitar a eventual queda.

O içamento, manobra e colocação de elementos pré-fabricados será efetuada respeitando a não circulação de pessoas e veículos de qualquer natureza sob a área de influência da sua manobra.

Durante a execução dos trabalhos serão a ter em consideração as medidas preventivas indicadas no Plano de Segurança e Saúde.

Em relação a todos os restantes processos de execução de tabuleiros, pilares e encontros, seguir-se-ão os métodos habituais em obras de arte em betão armado e pré-esforçado, os quais vão detalhadamente descritos no Caderno de Encargos Tipo de Obra da IP, SA, pelo que não lhes faremos aqui referência especial.

9 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

9.1 REGULAMENTOS E NORMAS

Na análise e dimensionamento da estrutura e respetivas fundações, em geral, adotaram-se os critérios de verificação de segurança aos Estados Limite Últimos e de Utilização preconizados nas normas portuguesas e europeias, designadamente nos Eurocódigos.

Os Eurocódigos integram a maioria das normas e recomendações existentes, pelo que são considerados para definição das ações e critérios de dimensionamento das pontes e viadutos.

Para além desta regulamentação, são ainda consideradas as recomendações da *UIC – Union Internationale des Chemins-de-fer*, as Especificações do LNEC, as Instruções Técnicas da IP e o Caderno de Encargos da IP, nomeadamente, o Anexo 5, Parte C3 – Pontes e Viadutos.

Apesar de se descreverem de forma sumária nos pontos seguintes, os mesmos estão descritos em detalhe no Tomo 2.03.00.691 – Cálculos Justificativos que se considera o documento efetivo de referência para estas definições.

9.2 AÇÕES

As ações consideradas na verificação da segurança da obra de arte são as indicadas no Eurocódigo e estão detalhadamente descritas no Tomo 2.03.00.691 – Cálculos Justificativos deste projeto.

Para além das ações permanentes foram consideradas as ações variáveis regulamentares definidas no Eurocódigo 1 para as pontes ferroviárias.

As ações variáveis para pontes ferroviárias são consideradas segundo os modelos de carga estáticos ou dinâmicos previstos no Eurocódigo 1, afetadas do fator de classificação do tráfego $\alpha = 1,33$ conforme especificado no Caderno de Encargos da IP.

Segundo a NP EN 1991-2, apenas os modelos de carga vertical LM 71 e SW/0 são multiplicados pelo fator α .

Os efeitos dinâmicos devido à passagem dos comboios regulamentares, são estimados afetando a sobrecarga dos comboios tipo LM71, SW0 e SW2, por um coeficiente dinâmico que, para o presente caso, toma o valor $\Phi_3 = 1,10$, correspondente a vias com “manutenção corrente”.

As forças de arranque e frenagem são consideradas atuando em conjunto com a carga ferroviária vertical, de forma consistente e são também multiplicadas pelo coeficiente α mas não são multiplicadas pelo coeficiente dinâmico.

Na determinação dos efeitos da ação sísmica sobre a estrutura, seguiu-se o disposto na NP EN 1998-1:2010 e na NP EN 1998-2:2023 e respetivos Anexos Nacionais.

A classe de importância considerada para o Viaduto de Campanhã é a Classe III e os coeficientes de importância tomam os valores $\gamma_f = 1,69$ (sismo tipo 1) e $\gamma_f = 1,37$ (sismo tipo 2), aplicando os valores recomendados na NP EN 1998-2.

São consideradas as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 e, do ponto de vista do zonamento sísmico, a obra encontra-se nas zonas sísmicas 1.6 e 2.5, sendo o valor de referência para a aceleração do terreno de $0,35 \text{ m/s}^2$ e $0,80 \text{ m/s}^2$, respetivamente. Em função do estudo de caracterização geotécnica da obra o terreno foi considerado do tipo B.

Assim, foram consideradas no dimensionamento da estrutura as seguintes ações:

Permanentes:

- peso próprio;
- restante carga permanente;
- ação isostática e hiperstática do pré-esforço;
- ações de retração e fluência do betão;
- ações inerentes ao funcionamento e substituição dos aparelhos de apoio;
- impulsos de terras.

Variáveis:

- ações durante a fase construtiva;
- sobrecargas ferroviárias, e seus efeitos;
- variações de temperatura, uniformes e diferenciais;
- ações do vento;
- ação da neve;
- ações em passadiços e guarda-corpos.

Acidentais:

- ações de descarrilamento de comboio;
- ações de embate de veículos rodoviários;
- ações de embate de comboios;
- ações de levantamento do tabuleiro;
- ações sísmicas.

9.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações seguem o indicado no Anexo A2 (2005) da NP EN 1990:2009, tal como descrito em detalhe no Tomo 2.03.00.691 – Cálculos Justificativos deste projeto.

Consideram-se as seguintes principais combinações de ações:

- Combinações fundamentais;
- Combinações acidentais;
- Combinações características;

- Combinações frequentes;
- Combinações quase permanentes.

Os coeficientes parciais de segurança aplicados são os definidos na NP EN1990, no Anexo A2, para a fase definitiva e para as fases provisórias (fases construtivas).

9.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

A análise das estruturas submetidas às ações regulamentares foi efetuada por métodos matemáticos realizados em computador através de programas de cálculo estrutural, quer de aplicação geral, quer especificamente desenvolvidos para o cálculo de obras de arte.

A estrutura da obra de arte foi analisada através de modelos de barras tridimensionais para a análise do seu comportamento global devido às ações verticais e horizontais.

Dos programas de aplicação geral recorre-se prioritariamente aos programas SAP2000 e RM Bridge, sendo utilizados modelos de barras tridimensionais. Estes programas permitem efetuar a análise do processo construtivo de obras de arte, determinando as histórias e envolventes de deslocamentos, esforços e tensões ao longo do processo.

Na análise transversal dos tabuleiros utilizam-se também modelos de elementos finitos de casca, recorrendo-se ao programa SAP2000.

9.5 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

9.5.1 ASPETOS GERAIS

Os critérios de verificação da segurança estrutural seguiram o estipulado nos Eurocódigos, tal como descrito em detalhe no Tomo 2.03.00.691 – Cálculos Justificativos deste projeto.

As verificações da segurança dos elementos estruturais foram efetuadas em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização.

Em geral os elementos resistentes da obra são em betão armado pré-esforçado, apenas se recorrendo a estruturas metálicas em elementos secundários. Assim, descrevem-se os critérios utilizados na verificação da segurança das estruturas de betão armado pré-esforçado.

A segurança dos restantes elementos constituintes da obra foi efetuada em relação aos estados limites últimos de resistência para os elementos em betão armado e pelo método das tensões admissíveis para outros elementos, como aparelhos de apoio e dispositivos de travamento.

9.5.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

As verificações de segurança aos Estados Limite de Utilização aplicadas a pontes ferroviárias são estabelecidas visando:

- Durabilidade da estrutura;
- Segurança do tráfego;
- Conforto dos passageiros;

- Segurança da via, considerando a sua interação com a estrutura.

Para a durabilidade de estruturas de betão armado e pré-esforçado, foram efetuadas as seguintes verificações da segurança aos Estados Limites de Utilização de:

- Descompressão;
- Abertura de Fendas;
- Compressão máxima no betão.

E, seguindo a GR.IT.OAP.002 da IP, foram também efetuadas as verificações da segurança dos elementos estruturais de betão pré-esforçado aos Estados Limites de Utilização de:

- Descompressão, considerando a combinação frequente de ações;
- Não Fissuração, considerando a combinação característica de ações.

A segurança do tráfego e o conforto dos passageiros foi efetuada através da verificação de valores limite de deformações e vibrações da estrutura, para:

- Acelerações máximas verticais;
- Deslocamentos verticais máximos;
- Deslocamento vertical nas extremidades do tabuleiro (nas juntas);
- Distorção do tabuleiro;
- Rotação nas extremidades;
- Deslocamentos transversais;
- Rotações horizontais;
- Frequência própria de vibração fundamental.

9.5.3 **ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS**

A verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos de resistência, foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1-1:2010 e NP EN 1992-2:2008.

No que se refere à verificação de segurança à fadiga foi seguido o disposto na NP EN 1991-2, na NP EN 1992-1-1 e na NP EN 1992-2 para estruturas de betão armado e pré-esforçado.

Em relação aos pilares, a verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos de resistência foi efetuada considerando a encurvadura de acordo com o disposto na NP EN 1992-1-1.

9.5.4 **INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA**

No caso da interação via-estrutura, foram tidas em consideração as verificações da segurança estabelecidas no Eurocódigo 1 para controlo indireto dos efeitos das deformações estruturais na via, nomeadamente:

- Deslocamento longitudinal nas extremidades do tabuleiro (relativo e absoluto);
- Deslocamento vertical nas extremidades do tabuleiro.

Para além destas últimas verificações, e tratando-se de uma via férrea com barra longa soldada, foram verificadas as tensões adicionais nos carris e as deformações no tabuleiro e entre o tabuleiro e os carris devidas aos efeitos das ações variáveis. Como base de partida, foram seguidas as recomendações da ficha UIC 774-3R e da EN 1991-2:2003 para o cálculo da interação via-tabuleiro, de forma a controlar a tensão máxima e mínima nos carris e deslocamentos diversos entre elementos, tendo em conta a interação carril/balastro/tabuleiro.

No entanto, a regulamentação atualmente em vigor (EN 1991-2, 2023) no que respeita à interação via-ponte, uma vez que recorre a métodos indiretos para controlar as tensões nos carris como atrás foi dito, não contempla adequadamente algumas condições específicas, tais como a presença de curvas com raios reduzidos, diferentes estados de manutenção ou imperfeições geométricas. Estas limitações tornam-se particularmente relevantes quando se realizam avaliações de segurança em estruturas especiais como é o caso do novo Viaduto de Campanhã que se insere em zonas de raios apertados inferiores a 1 500 m, que chegam a raios na via férrea na ordem de 350 m.

Assim sendo, foi desenvolvido um “Estudo de Interação Via-Estrutura” que considera modelos avançados de análise de encurvadura lateral para ter em conta aspetos não contemplados explicitamente pela EN 1991-2 (2023). Este estudo consta de documento autónomo e visa apresentar a metodologia definida e seguida para este caso particular.

9.5.5 **EFEITOS DINÂMICOS**

Foram ainda efetuadas análises dinâmicas de interação comboio/via e verificadas as exigências da ficha UIC 776-2R para a conceção de pontes ferroviárias, relacionadas com efeitos dinâmicos resultantes da passagem de comboios sobre pontes, de forma a analisar fenómenos de ressonância, determinar as acelerações verticais máximas do tabuleiro, determinar o incremento de esforços e deslocamentos na estrutura e determinar o nível de conforto no interior das carruagens, tendo em conta a interação comboio/via/tabuleiro.

9.5.6 **SEGURANÇA NA FASE CONSTRUTIVA**

A verificação da segurança da obra durante a fase de construção foi efetuada com base na limitação das tensões máximas e mínimas ocorrentes e tendo em conta a curta duração das situações em causa, admitindo-se que possam ocorrer, nas fibras opostas àquelas em que se situem os cabos de pré-esforço, tensões de tração inferiores ao valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples na data em causa.

9.5.7 **SEGURANÇA DA ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO E DO ENCONTRO**

A segurança global da estrutura de transição com a Ponte sobre o rio Douro e do encontro foi verificada em relação aos estados limites últimos de equilíbrio e a segurança das diversas peças de betão armado que os constituem foi verificada em relação aos estados limites últimos de resistência.

9.5.8 **SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES**

Em relação à segurança das fundações avaliou-se a capacidade resistente do terreno de fundação e verificou-se a segurança do mesmo ao estado limite de utilização (assentamento) de acordo com a NP EN 1997-1:2010.

Assim, foi verificado o estado limite último de rotura interna dos elementos de fundação ou rotura do terreno (STR/GEO), comparando os valores de cálculo dos efeitos das ações (E_d) com os valores de cálculo das capacidades resistentes (R_d). Conforme estabelecido no Anexo Nacional do EC7, adotou-se a Abordagem de Cálculo 1.

Complementarmente, as fundações de betão armado foram verificadas aos estados limites últimos de acordo com o descrito nos pontos anteriores.

10 INSPEÇÃO, MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO

O Sistema de Gestão de Obras de Arte a implementar será informatizado, de modo a permitir monitorizar as condições normais de serviço das estruturas e respetivos equipamentos, estando previstos o inventário e a inspeção periódica da totalidade das obras de arte incluídas na concessão. O programa informático a utilizar permitirá a partilha de toda a informação com a IP.

A monitorização é selecionada de forma a fornecer informações úteis para verificar que o comportamento da estrutura é conforme com as hipóteses dos estudos e, após um acontecimento excecional (como, por exemplo, em caso de sismo), permitir quantificar os efeitos desse acontecimento sobre a estrutura.

Será realizada a monitorização recorrendo a instrumentação para:

- Monitorização de deslocamentos;
- Monitorização de movimentos de juntas de dilatação e de aparelhos de apoio;
- Levantamentos topográficos de precisão;
- Inclínómetros;
- Monitorização da temperatura uniforme e diferencial;
- Monitorização de deformações;
- Ensaio de retração e fluência;
- Monitorização de corrosão;
- Monitorização de vibrações/resposta dinâmica da estrutura e avaliação dos ciclos de carga e correspondente variação de tensão.

Os aparelhos de apoio terão escala de medição de deslocamentos incorporada no próprio aparelho e as variações dos deslocamentos e assentamentos ao longo do tempo serão analisadas em relação a uma medida origem chamada “ponto zero”, a qual será realizada no final da construção.

A obra de arte é dotada dos meios de acesso de forma a facilitar os trabalhos de inspeção e manutenção.

Na estrutura de transição com a Ponte sobre o Rio Douro e no encontro Norte, o acesso é efetuado através de um alçapão e uma escada metálica vertical para acesso direto à mesa da viga de estribo. Em complemento, estas estruturas são também dotadas de escadas e portas de acesso para permitir a reparação e substituição dos aparelhos de apoio e das juntas de dilatação.

Para a inspeção das zonas superiores dos pilares e do tabuleiro pelo exterior nas zonas que não tenham um fácil acesso a partir do solo, está prevista a utilização de um equipamento do tipo plataforma móvel. Nas restantes zonas a inspeção dos pilares e tabuleiro será realizada a partir do solo.