



DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM POÇO DE QUEDA COM DEGRAUS

Pedro Sabino Pereira Pina Santos

Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

Júri

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

Vogal: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Outubro de 2021

DECLARAÇÃO

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

AGRADECIMENTOS

Queria agradecer ao meu orientador, o Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues, por todo o apoio e disponibilidade ao longo da realização deste trabalho.

Agradeço também à COBA pelo fornecimento dos desenhos base de trabalho.

Um grande obrigado também a toda a minha família, em especial à Su, pela ajuda, paciência e compreensão ao longo de todo o percurso académico.

Um obrigado também a toda a equipa da Tetraplano, por todos os conhecimentos que partilharam que direta ou indiretamente foram aplicados na dissertação.

RESUMO

No âmbito do Plano Geral de Drenagem de Lisboa, a Câmara Municipal de Lisboa lançou projetos para o dimensionamento estrutural de poços de interceção em diferentes locais da cidade.

No âmbito desta dissertação pretende-se dimensionar, com base em dados fornecidos, uma solução alternativa para o poço de interceção localizado na Avenida Almirante Reis.

Com base na definição geométrica do poço, definiu-se o método construtivo e as ações à qual a estrutura está sujeita.

Após a elaboração do modelo de elementos finitos, utilizou-se os resultados da análise estrutural para avaliar a segurança da estrutura em relação aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Serviço e assim averiguar se a estrutura apresenta um comportamento adequado e é exequível.

Por último elaborou-se, ao nível de um estudo prévio, as peças desenhadas da definição geométrica e armaduras da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE

Poço de Queda, Betão Armado, Dimensionamento Estrutural, Drenagem de Lisboa, Modelo de elementos finitos.

ABSTRACT

Within the scope of Plano Geral de Drenagens de Lisboa, Lisbon's City Council launched several projects for the structural dimensioning of intercepting wells in different places in the city.

In this dissertation, it is intended to design, based on data provided, an alternative solution for the intersection well located on Avenida Almirante Reis.

Based on the geometric definition of the well structure, the construction method and actions to which the structure is subjected were defined.

After the elaboration of the finite elements model the results of the structural analysis were used to perform the safety checks of the structure according to the Ultimate Limit States and Service Limit States

Finally, at the level of development of a preliminary study the structural drawings including the geometric layout of the structure and rebar reinforcement were elaborated.

KEYWORDS

Drop-shaft, reinforced concrete, structural design, Lisbon's drainage system, finite element model

ÍNDICE

1 Introdução	- 1 -
1.1 Enquadramento.....	- 1 -
1.2 Estrutura da Dissertação	- 3 -
2 Definição geométrica da estrutura, materiais e faseamento construtivo	- 5 -
2.1 Definição geométrica da estrutura	- 5 -
2.2 Materiais.....	- 8 -
2.2.1 Aço em armaduras	- 8 -
2.2.2 Betão em elementos de betão armado.....	- 8 -
2.2.3 Restantes materiais	- 12 -
2.3 Faseamento Construtivo	- 12 -
3 Critérios de projeto	- 15 -
3.1 Quantificação das ações.....	- 15 -
3.1.1 Peso próprio da estrutura	- 15 -
3.1.2 Ações do terreno	- 15 -
3.1.2.1 Impulsos do solo.....	- 15 -
3.1.2.2 Ações do terreno sobre túnel mineiro	- 17 -
3.1.3 Restantes cargas permanentes (RCP).....	- 17 -
3.1.4 Pressão hidrostática	- 18 -
3.1.5 Sobrecargas (SC).....	- 18 -
3.1.5.1 Carga Rodoviária	- 18 -
3.1.5.2 Carga Ferroviária	- 21 -
3.1.5.3 Impulsos devido às sobrecargas.....	- 22 -
3.1.6 Ação da água no interior da estrutura	- 22 -
3.1.7 Ação Sísmica	- 22 -
3.1.7.1 Ação sísmica segundo a NP EN 1998-1.....	- 22 -
3.1.7.2 Ação sísmica por simplificação a muro de suporte	- 28 -
3.2 Estados Limites Últimos	- 30 -
3.3 Estados Limites de Serviço	- 31 -
3.3.1.1 Estado limite de Fendilhação	- 31 -
3.3.1.2 Estado limite de Deformação	- 34 -
3.4 Estado Limite Último de perda de equilíbrio	- 34 -
3.5 Combinações de ações	- 36 -

4 Modelo de Cálculo.....	- 39 -
4.1 Definição do modelo	- 40 -
5 Verificação de segurança.....	- 43 -
5.1 Caixa de desvio de caudal	- 43 -
5.1.1 Laje de cobertura.....	- 43 -
5.1.1.1 Estados Limites Últimos	- 43 -
5.1.1.2 Estados Limite de Serviço	- 46 -
5.1.2 Vigas da cobertura.....	- 48 -
5.1.2.1 Estados Limites Últimos	- 48 -
5.1.2.2 Estados Limite de Serviço	- 49 -
5.1.3 Paredes	- 50 -
5.1.3.1 Estados Limites Últimos	- 50 -
5.1.3.2 Estados Limite de Serviço	- 52 -
5.1.4 Laje de fundo	- 53 -
5.1.4.1 Estados Limites Últimos	- 53 -
5.1.4.2 Estados Limite de Serviço	- 56 -
5.2 Poço de queda com degraus	- 57 -
5.2.1 Laje de cobertura.....	- 57 -
5.2.1.1 Estados Limites Últimos	- 57 -
5.2.1.2 Estados Limite de Serviço	- 59 -
5.2.2 Parede exterior.....	- 60 -
5.2.2.1 Estados Limites Últimos	- 60 -
5.2.2.2 Estados Limite de Serviço	- 63 -
5.2.3 Parede interior	- 65 -
5.2.3.1 Estados Limites Últimos	- 65 -
5.2.3.2 Estados Limite de Serviço	- 67 -
5.2.4 Laje de fundo	- 69 -
5.2.4.1 Estados Limites Últimos	- 69 -
5.2.4.2 Estados Limite de Serviço	- 70 -
5.2.5 Degraus.....	- 71 -
5.2.5.1 Estados Limites Últimos	- 71 -
5.2.5.2 Estados Limite de Serviço	- 74 -
5.3 Túnel mineiro	- 75 -
5.3.1 Estados Limite Últimos	- 75 -

5.3.2 Estados Limite de Serviço	- 77 -
6 Considerações Finais	- 79 -
7 BIBLIOGRAFIA	- 81 -
8 ANEXOS.....	- 83 -

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Características do aço em armaduras.	- 8 -
Tabela 2 – Características referentes ao betão.	- 11 -
Tabela 3 – Características de resistência do betão.	- 12 -
Tabela 4 – Quantidades de escavação.	- 13 -
Tabela 5 – Cálculo da ação do solo descomprimido.	- 17 -
Tabela 6 – Valores das cargas [13]	- 19 -
Tabela 7 – Classes de importância para os edifícios [17].	- 23 -
Tabela 8 – Coeficiente de importância γI em função da classe de importância [15].	- 23 -
Tabela 9 – Aceleração de referência para cada zona sísmica do território português [15].	- 24 -
Tabela 10 – Valores de T_B, T_C, T_D e S_{max} em função do tipo de terreno [15].	- 27 -
Tabela 11 – Resumo dos parâmetros utilizados no cálculo dos espectros	- 27 -
Tabela 12 – Parâmetros utilizados no método de “impulso de terras para estruturas rígidas.	- 29 -
Tabela 13 – Valores de w_{max} em função da classe de exposição [4].	- 32 -
Tabela 14 – Classes de estanqueidade segundo [19].	- 32 -
Tabela 15 – Valores para os coeficientes k_2, k_3 e k_4 segundo a NP 1992-1-1[4].	- 34 -
Tabela 16 – Coeficientes parciais para as ações para a verificação de UPL.	- 35 -
Tabela 17 - Forças destabilizantes para a verificação de UPL.	- 35 -
Tabela 18 – Forças estabilizantes para a verificação UPL.	- 35 -
Tabela 19 – Coeficientes de majoração e redução das ações	- 36 -
Tabela 20 – Coeficientes utilizados em cada combinação de carga.	- 37 -
Tabela 21 – Parâmetros para o cálculo do módulo de reação do solo.	- 41 -
Tabela 22 – Análise modal do poço de interceção.	- 41 -
Tabela 23 – Dimensionamento da armadura de flexão, laje de cobertura da CDC.	- 45 -
Tabela 24 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, na parede da CDC.	- 46 -
Tabela 25 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.	- 48 -
Tabela 26 – Dimensionamento da armadura de flexão, viga de cobertura da CDC.	- 49 -
Tabela 27 – Dimensionamento da armadura de flexão das paredes da CMD.	- 51 -
Tabela 28 – Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas das paredes da CMD. . -	52 -
Tabela 29 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, nas paredes CDC.	- 52 -
Tabela 30 – Resumo do cálculo da abertura de fendas (esforço normal negativo para compressão). ...	53 -
Tabela 31 – Dimensionamento da armadura de flexão da laje de fundo da CMD.	- 55 -
Tabela 32 - Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas da laje de fundo da CMD.	- 55 -
Tabela 33 - Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, laje de fundo CDC.	- 56 -
Tabela 34 - Resumo do cálculo da abertura de fendas.	- 57 -
Tabela 35 - Dimensionamento da armadura de flexão da laje de cobertura da CMD.	- 58 -
Tabela 36 - Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas da laje de cobertura da CMD.	- 59 -
Tabela 37 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, laje de cobertura PQD.	- 59 -
Tabela 38 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.	- 60 -
Tabela 39 – Dimensionamento da armadura de flexão da parede exterior do PQD.	- 62 -
Tabela 40 – Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas da parede exterior do PQD.	- 62 -

Tabela 41 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transverso, na parede exterior do PQD.....	- 63 -
Tabela 42 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.	- 64 -
Tabela 43 - Dimensionamento da armadura de flexão da parede interior do PQD.....	- 66 -
Tabela 44 - Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas da parede exterior do PQD.....	- 66 -
Tabela 45 - Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transverso, na parede interior do PQD.....	- 67 -
Tabela 46 - Resumo do cálculo da abertura de fendas.	- 68 -
Tabela 47 - Dimensionamento da armadura de flexão da laje de fundo da CMD.....	- 70 -
Tabela 48 - Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transverso, laje de fundo CDC.....	- 70 -
Tabela 49 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.	- 71 -
Tabela 50 – Dimensionamento da armadura de flexão dos degraus da CMD.....	- 73 -
Tabela 51 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transverso, degraus CDC. -	73 -
Tabela 52 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.	- 74 -
Tabela 53 – Dimensionamento da armadura de flexão do túnel.	- 76 -
Tabela 54 – Avaliação da resistência ao esforço transverso da secção do túnel.	- 76 -
Tabela 55 – Cálculo da armadura de esforço transverso do túnel.	- 77 -
Tabela 56 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.	- 77 -

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Representação dos sistemas de Drenagem de Lisboa [1].	- 1 -
Figura 2 – Traçado do túnel, adaptado de [1].	- 2 -
Figura 3 – Perfil longitudinal esquemático do túnel, adaptado do PGDL [1].	- 3 -
Figura 4 – Modelo tridimensional do poço de queda.	- 5 -
Figura 5 - Secção do poço de queda com degraus.	- 6 -
Figura 6 - Secção transversal da caixa de desvio de caudal.	- 6 -
Figura 7 - Secção transversal do túnel mineiro.	- 7 -
Figura 8 – Zona de implantação do poço de queda.[2]	- 7 -
Figura 9 – Perfil geológico retirado do Plano Geral de Drenagem de Lisboa [1].	- 12 -
Figura 10 - Esquematização da contenção periférica.	- 13 -
Figura 11 – Esquematização dos parâmetros de cálculo.	- 17 -
Figura 12 – Esquematização da aplicação do Modelo de Carga 1 [13].	- 20 -
Figura 13 – Esquematização da aplicação do Modelo de Carga 2 [13].	- 21 -
Figura 14 – Representação da carga ferroviária [14].	- 21 -
Figura 15 – Tipos de terrenos [15].	- 25 -
Figura 16 – Forma do espectro de resposta elástica [15].	- 25 -
Figura 17 – Espectros de cálculo.	- 27 -
Figura 18 – Modelo tridimensional de elementos finitos do poço de interceção.	- 39 -
Figura 19 – Modelo plano de elementos finitos do túnel mineiro.	- 40 -
Figura 20 – Diagrama de momentos $M11_{max}$ (esquerda) e $M11_{min}$ (direita), laje de cobertura da CDC, envolvente ELU (kNm/m).	- 43 -
Figura 21 – Diagrama de momentos $M22_{max}$ (esquerda) e $M22_{min}$ (direita), laje de cobertura da CDC, envolvente ELU (kNm/m).	- 44 -
Figura 22 – Diagrama de esforços normais $F11_{max}$ (esquerda) e $F22_{max}$ (direita), laje de cobertura da CDC, envolvente ELU (kN/m).	- 44 -
Figura 23 – Diagrama de esforços transversos $V13$ (esquerda) e $V23$ (direita), laje de cobertura da CDC, envolvente ELU (kN/m).	- 45 -
Figura 24 – Diagrama de momentos $M11$ (esquerda) e $M22$ (direita), laje de cobertura da CDC, combinação CQP (kNm/m).	- 47 -
Figura 25 – Diagrama de esforços normais $F11$ (esquerda) e $F22$ (direita), laje de cobertura da CDC, combinação CQP (kN/m).	- 47 -
Figura 26 – Diagrama de momentos $M33$ (cima) e $V22$ (baixo), viga de cobertura da CDC, envolvente ELU (kNm) e (kN).	- 48 -
Figura 27 – Diagrama de momentos $M33$, viga de cobertura da CDC, combinação CQP (kNm).	- 49 -
Figura 28 – Diagrama de momentos $M11_{max}$ (esquerda) e $M11_{min}$ (direita), paredes da CDC, envolvente ELU (kNm/m).	- 50 -
Figura 29 – Diagrama de momentos $M22_{max}$ (esquerda) e $M22_{min}$ (direita), paredes da CDC, envolvente ELU (kN/m).	- 50 -
Figura 30 – Diagrama de esforços normais $F11_{max}$ (esquerda) e $F22_{max}$ (direita), paredes da CDC, envolvente ELU (kN/m).	- 51 -
Figura 31 – Diagrama de esforços transversos $V13$ (esquerda) e $V23$ (direita), parede da CDC, envolvente ELU (kN/m).	- 52 -
Figura 32 – Diagrama de momentos $M11$ (esquerda) e $M22$ (direita), paredes da CDC, combinação CQP (kNm/m).	- 53 -
Figura 33 – Diagrama de esforços normais $F11$ (esquerda) e $F22$ (direita), paredes da CDC, combinação CQP (kN/m).	- 53 -
Figura 34 – Diagrama de momentos $M11_{max}$ (esquerda) e $M11_{min}$ (direita), laje de fundo da CDC, envolvente ELU (kNm/m).	- 54 -

Figura 35 – Diagrama de momentos M22max (esquerda) e M22min (direita), laje de fundo da CDC, envolvente ELU (kN/m).	- 54 -
Figura 36 – Diagrama de esforços normais F11max (esquerda) e F22max (direita), laje de fundo da CDC, envolvente ELU (kN/m).	- 55 -
Figura 37 – Diagrama de esforços transversos V13 (esquerda) e V23 (direita), parede da CDC, envolvente ELU (kN/m).	- 56 -
Figura 38 – Diagrama de momentos M11 (esquerda) e M22 (direita), laje de fundo da CDC, combinação CQP (kNm/m).	- 56 -
Figura 39 – Diagrama de esforços normais F11 (esquerda) e F22 (direita), laje de fundo da CDC, combinação CQP (kN/m).	- 57 -
Figura 40 – Diagrama de momentos M22max (esquerda) e M22min (direita), laje de cobertura do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 58 -
Figura 41 – Diagrama de esforços normais F22max , laje de cobertura do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 58 -
Figura 42 – Diagrama de esforços transversos V23 , cobertura do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 59 -
Figura 43 – Diagrama de momentos M22 (esquerda) e F22 (direita), laje de cobertura do PQD, combinação CQP (kNm/m).	- 60 -
Figura 44 – Diagrama de momentos M11max (esquerda) e M11min (direita), parede exterior do PQD, envolvente ELU (kNm/m).	- 61 -
Figura 45 – Diagrama de momentos M22max (esquerda) e M22min (direita), parede exterior do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 61 -
Figura 46 – Diagrama de esforços normais F11max (esquerda) e F22max (direita), parede exterior do PQD envolvente ELU (kN/m).	- 62 -
Figura 47 – Diagrama de esforços transversos V13 (esquerda) e V23 (direita), parede exterior do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 63 -
Figura 48 – Diagrama de momentos M11 (esquerda) e M22 (direita), parede exterior do PQD, combinação CQP (kNm/m).	- 64 -
Figura 49 – Diagrama de esforços normais F11 (esquerda) e F22 (direita), parede exterior do PQD, combinação CQP (kN/m).	- 64 -
Figura 50 – Diagrama de momentos M11max (esquerda) e M11min (direita), parede interior do PQD, envolvente ELU (kNm/m).	- 65 -
Figura 51 – Diagrama de momentos M22max (esquerda) e M22min (direita), parede interior do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 65 -
Figura 52 – Diagrama de esforços normais F11max (esquerda) e F22max (direita), parede interior do PQD envolvente ELU (kN/m).	- 66 -
Figura 53 – Diagrama de esforços transversos V13 (esquerda) e V23 (direita), parede interior do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 67 -
Figura 54 – Diagrama de momentos M11 (esquerda) e M22 (direita), parede interior do PQD, combinação CQP (kNm/m).	- 68 -
Figura 55 – Diagrama de esforços normais F11 (esquerda) e F22 (direita), parede interior do PQD, combinação CQP (kN/m).	- 68 -
Figura 56 – Diagrama de momentos M11max (esquerda) e M11min (direita), laje de fundo do PQD, envolvente ELU (kNm/m).	- 69 -
Figura 57 – Diagrama de momentos M22max (esquerda) e M22min (direita), laje de fundo do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 69 -
Figura 58 – Diagrama de esforços transversos V13 (esquerda) e V23 (direita), laje de fundo do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 70 -
Figura 59 – Diagrama de momentos M11 (esquerda) e M22 (direita), laje de fundo do PQD, combinação CQP (kNm/m).	- 71 -
Figura 60 – Diagrama de momentos M11max (esquerda) e M11min (direita), degraus do PQD, envolvente ELU (kNm/m).	- 72 -

Figura 61 – Diagrama de momentos M_{22max} (esquerda) e M_{22min} (direita), degraus do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 72 -
Figura 62 – Diagrama de esforços normais F_{11max} (esquerda) e F_{22max} (direita), parede interior do PQD envolvente ELU (kN/m).	- 72 -
Figura 63 – Diagrama de esforços transversos V_{13} (esquerda) e V_{23} (direita), degraus do PQD, envolvente ELU (kN/m).	- 73 -
Figura 64 – Diagrama de momentos M_{11} (esquerda) e M_{22} (direita), degraus do PQD, combinação CQP (kNm/m).	- 74 -
Figura 65 – Diagrama de esforços normais F_{11} (esquerda) e F_{22} (direita), parede interior do PQD, combinação CQP (kN/m).	- 74 -
Figura 66 – Diagrama de esforço axial (esquerda) e de momento fletor (direita).	- 75 -
Figura 67 – Diagrama de esforço transverso (kN/m).	- 75 -
Figura 68 – Diagrama de esforço axial (esquerda) e de momento fletor (direita). CQP.	- 77 -

ABREVIACÕES E SÍMBOLOS

LISTA DE ACRÓNIMOS

APEB	Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto
CDC	Caixa de desvio de caudal
CFD	Computational Fluid Dynamics
CQP	Combinação Quase Permanente
ELS	Estado(s) Limite(s) de Serviço
ELU	Estado(s) Limites Último(s)
LM1	Modelo de Carga 1
LM2	Modelo de Carga 2
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
PGDL	Plano Geral de Drenagem de Lisboa
P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência
PQD	Poço de queda com degraus
RCP	Restantes Cargas Permanentes
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
SC	Sobrecarga(s)
TMSA	Túnel Monsanto-Santa Apolónia
T_{NCR}	Período de retorno de referência
TS	Sistema de cargas concentradas de eixo duplo
UDL	Sistema de cargas uniformemente distribuídas
UPL	Estado Limite Último de Perda de Equilíbrio devido à ação da subpressão

LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A_d	Valor de cálculo da ação de acidente
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A_s	Área de armadura de flexão
$A_{s,tot}$	Área total de armadura de flexão
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima de flexão

$\frac{A_{s,w}}{s}$	Área dos estribos por unidade de comprimento
B	Largura da viga de fundação; largura da galeria
C	Mínima dosagem de cimento
C_d	Critério de utilização
$C_{Rd,c}$	Coefficiente definido na NP 119-1-1
$D_{máx}$	Dimensão máxima do agregado mais grosso
E'	Módulo de elasticidade do solo
$E_{c,28}$	Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias
E_d	Valor de cálculo da ação
E_{Edx}	Esforços da ação sísmica segundo o eixo X da estrutura
E_{Edy}	Esforços da ação sísmica segundo o eixo Y da estrutura
E_f	Módulo de elasticidade da viga de fundação
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F_I	Forças de inercia
$G_{i,k}$	Ações permanentes consideradas com os seus valores característicos
$G_{stb;d}$	Ações verticais permanentes estabilizantes
H	Altura do aterro
H_p	Altura do terreno descomprimido
H_t	Altura da galeria
I_f	Momento de inércia da estaca
I_h	Impulso horizontal de terras
I_{wh}	Impulso hidrostático
K	Coefficiente variável com a natureza do terreno
L	Comprimento da estaca
$L_{vão}$	Comprimento do vão de uma viga ou laje
M_{CQP}	Momento atuante da Combinação Quase Permanente
M_{cr}	Momento de fendilhação
M_{Sd}	Momento atuante
N_{CQP}	Esforço axial atuante da Combinação Quase Permanente
N_{Sd}	Esforço axial atuante

P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência da ação sísmica
$P_{s,sat}$	Carga do solo descomprimido
$Q_{1,k}$	Ação variável base tomada com o seu valor característico
Q_{ak}	Valor característico da carga por eixo do modelo de carga 2
$Q_{j,k}$	Ações variáveis tomadas com os seus valores característicos
Q_k	Valor característico da carga de eixo do modelo de carga 1
R_d	Valor de cálculo da resistência, capacidade resistente adicional ao levantamento global
R_s	Resistência lateral das estacas
S	Coefficiente do solo
$S_d(T)$	Espetro de cálculo
S_{max}	Valor máximo para o coeficiente de solo
T	Período de vibração
T_B	Valor delimitador do espectro de resposta
T_C	Valor delimitador do espectro de resposta
T_D	Valor delimitador do espectro de resposta
T_{NCR}	Período de retorno de referência da ação sísmica de referência
$V_{dst;d}$	Ações verticais destabilizantes: permanentes e variáveis
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da secção de betão sem armadura de esforço transversal
$V_{Rd,c,min}$	Valor mínimo da resistência ao esforço transversal da secção de betão sem armadura de esforço transversal
V_{Sd}	Esforço transversal atuante

LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

a_g	Aceleração sísmica à superfície do terreno
a_{gR}	Aceleração sísmica de referência à superfície do terreno
b	Largura da viga
b_w	Menor largura da secção transversal do elemento de betão na zona tracionada
c	Recobrimento das armaduras

c_{min}	Recobrimento das armaduras
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento mínimo nominal
d	Altura útil da secção
f_{cd}	Valor de cálculo da resistência à compressão do betão
f_{ctm}	Valor da resistência média de rotura à tração do betão
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência do betão à tração a data em que se prevê a formação das primeiras fendas
f_{ck}	Valor característico da resistência à compressão do betão
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência dos estribos
g	Aceleração gravítica
h	Altura de terras, altura de água, espessura do elemento de betão
h_d	Pressão hidrostática
i_v	Carga distribuída vertical
i_{wv}	Subpressão
k	Coeficiente de impulso
k_0	Coeficiente de impulso em repouso
k_a	Coeficiente de impulso ativo
k_h	Coeficiente sísmico horizontal
k_p	Coeficiente de impulso passivo
k_s	Módulo de reação do solo
k_t	Coeficiente em função da duração do carregamento
m	Massa da estrutura ou elemento estrutural
n_i	Número de varões com diâmetro i
q	Coeficiente de comportamento
q_k	Valor característico da carga uniformemente distribuída
q_s	Tensão resistente da estaca
$q(z)$	Pressão hidrodinâmica

$s_{r,max}$	Distância máxima entre fendas
w	Módulo de resistência à flexão de uma secção
w_{max}	Limite para a abertura de fendas
w_k	Dimensão das fendas
w_{k1}	Dimensão máxima das fendas que atravessem toda a secção de betão
$w_{k,max}$	Dimensão máxima das fendas
z	Coordenada vertical descendente com origem na superfície livre da água; braço entre a biela e o tirante

LETRAS GREGAS

α	Razão entre a aceleração à superfície do terreno e a aceleração gravítica
α_e	Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do betão
α_Q	Fator de correção em função do tráfego previsto para a carga de eixo do Sistema TS
α_q	Fator de correção em função do tráfego previsto para a carga uniformemente distribuída do Sistema UDP
β	Limite inferior do espectro de cálculo horizontal
β_Q	Fator de correção do modelo de carga LM2
$\delta_{t,0}$	Deformada instantânea
δ_∞	Deformada a tempo infinito
Δc_{dev}	Tolerância de execução
$\Delta c_{dur,add}$	Redução de recobrimento mínimo no caso de utilização de proteções adicionais
$\Delta c_{dur,y}$	Margem de segurança
$\Delta c_{dur,st}$	Redução de recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
ΔP_d	Força dinâmica devido ao aumento da pressão de terras
ε_{cm}	Extensão média do betão entre fendas
ε_{sm}	Extensão média das armaduras contabilizando a contribuição do betão tracionado
γ	Peso volúmico do solo, coeficientes parciais para as ações
γ_I	Coeficiente de importância
γ_c	Peso volúmico do betão armado
γ_D	Coeficiente parcial para ações desfavoráveis

γ_f	Coeficientes parciais para as ações
γ_F	Coeficiente parcial para ações favoráveis
$\gamma_{G;d}$	Coeficiente parcial para ações permanentes desfavoráveis
$\gamma_{G;stb}$	Coeficiente parcial para ações permanentes favoráveis
$\gamma_{Q;dst}$	Coeficiente parcial para ações variáveis desfavoráveis
γ_{sat}	Peso volúmico saturado do solo
γ_w	Peso volúmico da água
θ	Ângulo das bielas comprimidas
μ	Momento reduzido
ν	Esforço axial reduzido
ν_s	Módulo de Poisson do Solo
ρ_1	Taxa de armadura tracionada
$\rho_{p,eff}$	Densidade de armadura na secção tracionada
σ_{cp}	Tensão atuante no betão
σ_s	Tensão na armadura de tração considerando o betão fendilhado
$\sigma'_{v,avg}$	Tensão horizontal média na estaca
φ	Fator de fluência
ϕ	Diâmetro dos varões
ϕ'	Ângulo de atrito de cálculo do solo
ϕ_{eq}	Diâmetro equivalente dos varões
Ψ_0	Coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável
Ψ_1	Coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável
Ψ_2	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável
ω	Percentagem mecânica de armadura
ω_{tot}	Percentagem mecânica de armadura total

1 Introdução

1.1 Enquadramento

Devido ao aumento da taxa de ocupação do solo e às consequências das alterações climáticas, nomeadamente o aumento do nível da água do mar e ocorrência de eventos extremos de precipitação, a cidade de Lisboa encontra-se sujeita a um risco crescente de inundações.

Um dos principais objetivos do Plano Geral de Drenagem de Lisboa 2016-2030 (PGDL) [1] é definir planos de intervenção de curto e médio prazos, que satisfaçam os desafios atuais e futuros da drenagem da cidade de Lisboa, focando a proteção das pessoas e bens tendo em consideração a sustentabilidade económica, social e ambiental.

Segundo o PGDL [1] existem três grandes bacias hidrográficas que estão na base do sistema de drenagem do concelho: o sistema de Alcântara, o sistema de Beirolas e o sistema de Chelas. A bacia hidrográfica de Alcântara abrange parte do concelho da Amadora e Oeiras, a bacia de Beirolas abrange parte do concelho de Loures e a de Chelas é a única que abrange apenas o concelho de Lisboa.

De acordo o PGDL [1] a estas três grandes bacias deve-se juntar as bacias adjacentes, que drenam para os concelhos de Odivelas e Loures, e a Zona Ribeirinha, junto ao rio Tejo. As bacias abrangem uma área total de 10239 ha e encontram-se representadas na Figura 1.

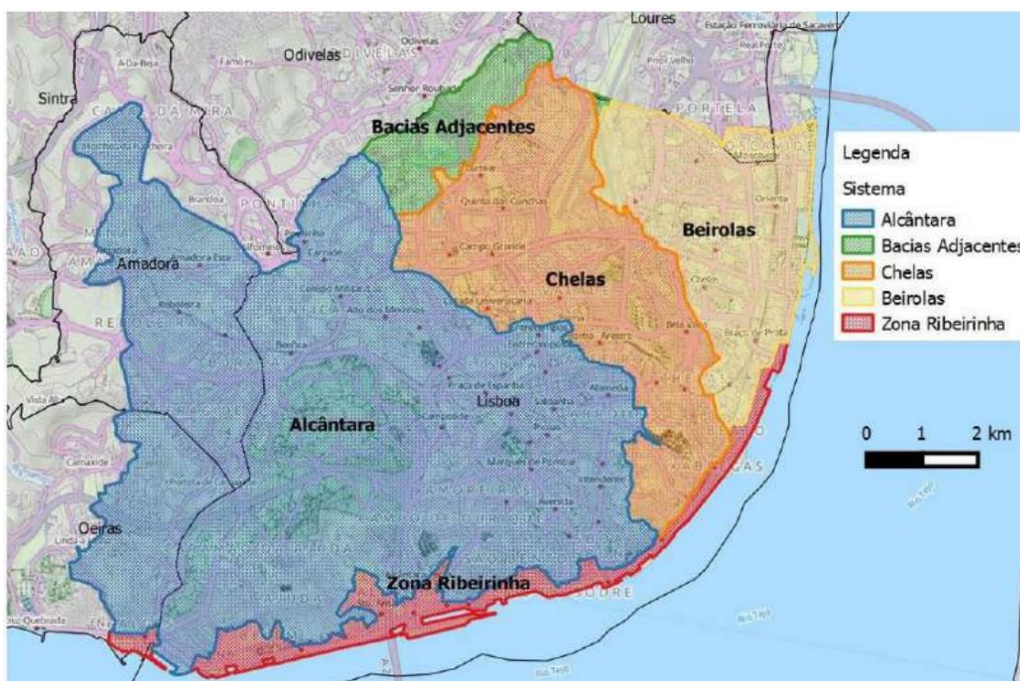


Figura 1 – Representação dos sistemas de Drenagem de Lisboa [1].

Os objetivos apresentados no PGDL são concretizados em duas fases. A fase A tem como principal objetivo a atualização da informação disponível, a revisão do PGDL anterior, a identificação dos principais problemas de drenagem da cidade e a definição das intervenções urbanísticas prioritárias.

A fase B dá seguimento às atividades iniciadas na Fase A e tem como objetivo a verificação da das intervenções definidas da fase anterior, verificando a sua pertinência e exequibilidade, procurando também soluções alternativas que sejam mais viáveis, a identificação e pormenorização das intervenções urgentes a curto-médio prazo.

Para os três sistemas de drenagem do concelho, o PGDL apresenta três soluções gerais distintas que se baseiam no reforço de capacidade do sistema existente, no desvio de caudal e na criação de reservas com o objectivo de atenuar o caudal de ponta de cheia, e intervenções complementares de impacto local.

Para o sistema de Alcântara, as três soluções propostas no PGDL são: A solução A e B, ambas baseadas na criação de reservas e desvio de caudal e a solução C, baseada exclusivamente no desvio de caudal.

Para o sistema de Alcântara, verifica-se que a solução C, é a solução tecnicamente mais favorável no controlo do risco de inundação, permitindo uma resposta adequada para caudais associados a períodos de retorno de 20 anos, com intervenções à superfície mínimas e, conseqüentemente, impactos sociais reduzidos.

A solução mencionada prevê a construção de um túnel de desvio de caudal entre Monsanto-Santa Apolónia (TMSA) com um comprimento de 5 km e no qual estão inseridos 3 poços de intersecção conforme se pode observar na Figura 2.

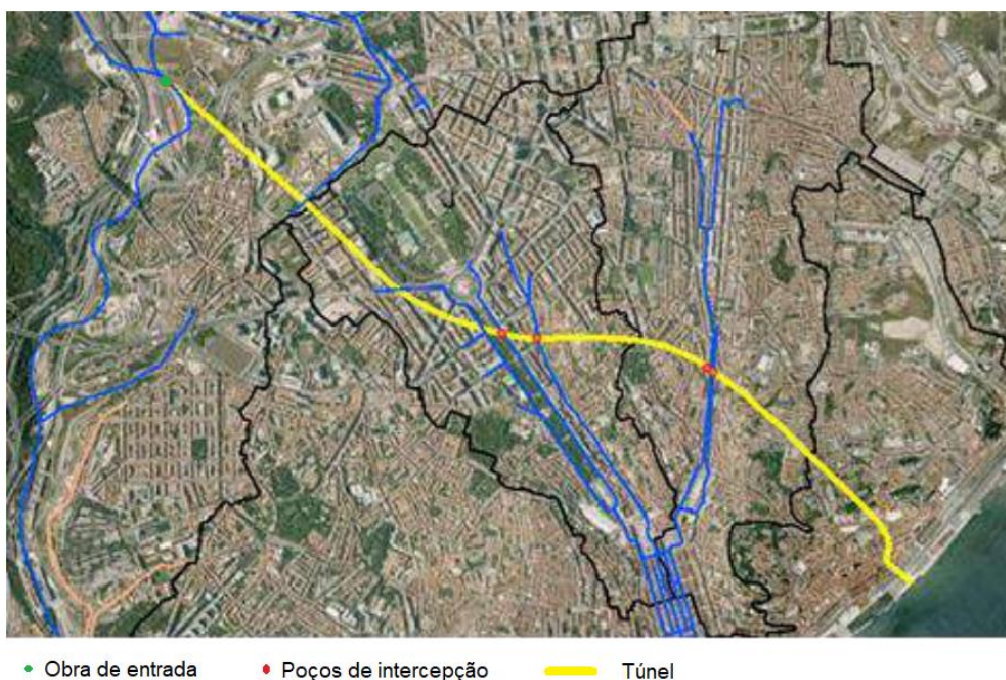


Figura 2 – Traçado do túnel, adaptado de [1].

De acordo com o PGDL [1], para um período de retorno de 50 anos, prevê-se que sejam desviados do Caneiro de Alcântara para o TMSA um caudal de cerca de 120 m³/s que de outra forma seguiriam para a Baixa de Alcântara onde são frequentes os problemas de inundações devido à capacidade de descarga do Caneiro ser grandemente condicionada pela maré. Para além de desviar o caudal do

Caneiro de Alcântara, o túnel permite desviar caudal que de outra forma seguiria para a Baixa Pombalina, através dos 3 poços de interceção, localizados na Avenida da Liberdade, Rua de Santa Marta e Avenida Almirante Reis. (Figura 3)

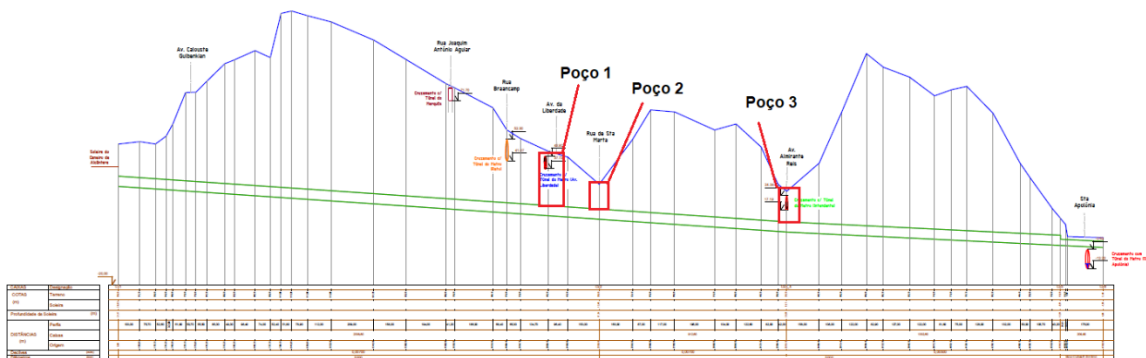


Figura 3 – Perfil longitudinal esquemático do túnel, adaptado do PGDL [1].

Esta dissertação irá focar-se no dimensionamento estrutural do poço de interceção que se situa na Avenida Almirante Reis (Poço 3). Com base nas bases de arquitetura fornecidas procedeu-se ao dimensionamento estrutural das secções de betão armado.

1.2 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação está estruturada em 8 capítulos, sendo complementada por anexos com resultados do modelo de cálculo e peças desenhada.

No primeiro capítulo aborda-se o enquadramento geral do tema, abordando o Plano Geral de Drenagem de Lisboa.

O segundo capítulo aborda a definição da geometria da estrutura do poço de queda com degraus, apresentando um modelo tridimensional em *AutoCAD*, a definição dos materiais a ser utilizados em obra de forma a cumprirem com os requisitos de durabilidade impostos pelas normas em vigor, o faseamento construtivo da obra e as condicionantes ao projeto.

No capítulo terceiro definem-se os critérios de projeto. Definem-se, ainda, as ações às quais a estrutura está sujeita, apresentam-se as combinações de ações utilizadas no dimensionamento da estrutura e as verificações necessárias.

O quarto capítulo aborda a construção do modelo tridimensional de elementos finitos, elaborado com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000*.

No capítulo quinto apresenta-se a verificação de segurança estrutural das secções condicionantes dos elementos que definem o poço de queda com degraus, a caixa de desvio de caudal e o túnel mineiro.

Por fim, no sexto capítulo, enumeram-se algumas conclusões relativas à presente dissertação.

2 Definição geométrica da estrutura, materiais e faseamento construtivo

2.1 Definição geométrica da estrutura

No âmbito deste trabalho pretende-se realizar o dimensionamento estrutural do poço de interseção a construir na Avenida Almirante Reis.

Dada a localização do poço de interseção, a limitação do espaço disponível e os impactos socioeconómicos devidos a uma escavação a seu aberto, com interrupção de via, foi proposto o desenvolvimento de uma solução do tipo poço de queda com degraus, em vez de uma câmara de vórtice.

Com base nos dados iniciais fornecidos, foi possível desenvolver uma estrutura mais compacta, tentando assim reduzir os impactos negativos da intervenção.

Apresenta-se na Figura 4 uma esquematização tridimensional da estrutura em estudo onde se pode observar que esta pode ser dividida em 3 estruturas: o poço de queda com degraus (PQD), a caixa de desvio de caudal (CDC) e o túnel mineiro (TM).

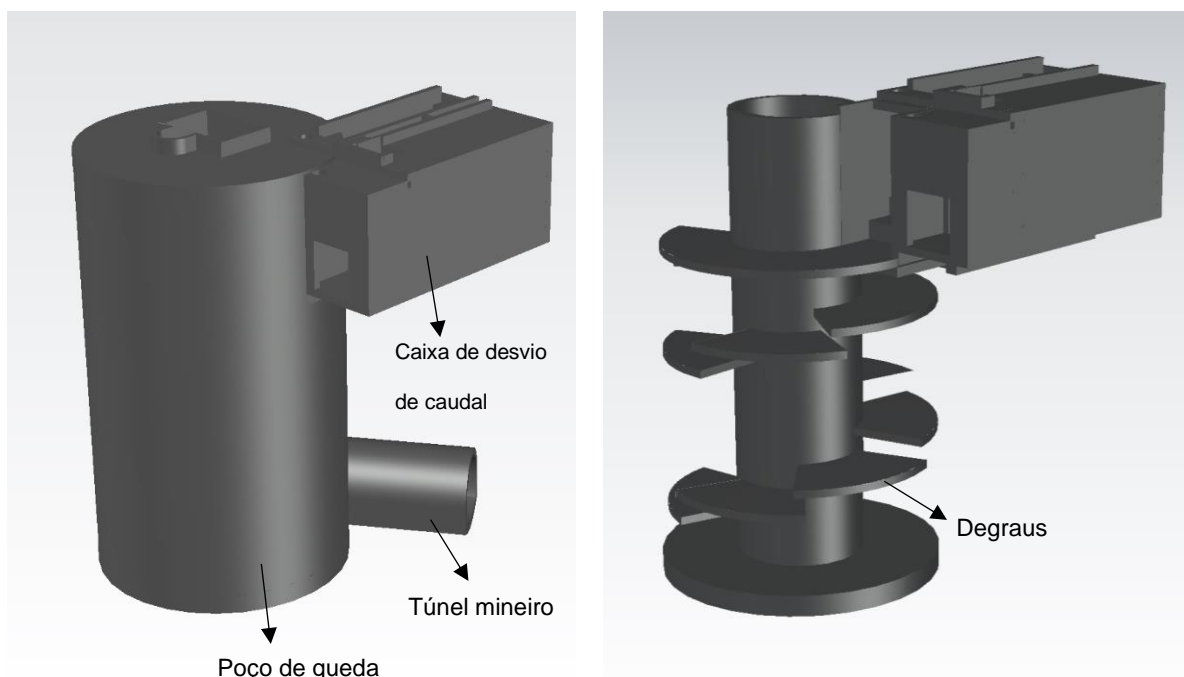


Figura 4 – Modelo tridimensional do poço de queda.

A estrutura do poço de queda com degraus, que atinge uma profundidade de cerca de 19 m, é constituída genericamente por um cilindro de betão com raio de 5.25 m, com uma espessura das paredes exteriores de 0.35 m, rematado na base e no topo por lajes de fundo e de cobertura de betão com 0.80 m e 0.30 m de espessura, respetivamente. As restantes paredes estruturais têm uma

espessura de 0.30 m. Os degraus são elementos tipo laje com espessura variável entre os 0.25 m e os 0.40 m. Na Figura 5 apresenta-se uma secção do poço de queda com degraus.

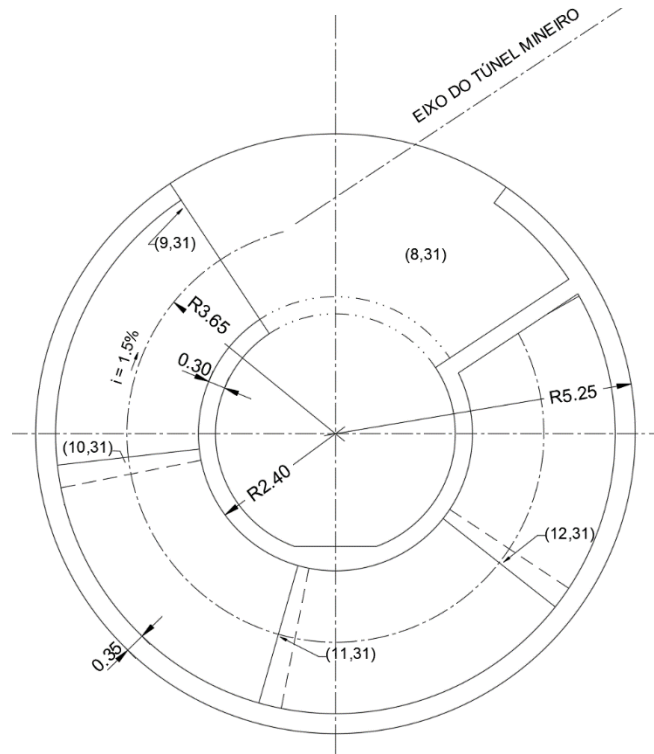


Figura 5 - Secção do poço de queda com degraus.

A caixa de desvio de caudal, que é monolítica à estrutura do poço, e possui dimensões em planta de aproximadamente 10.60 m x 6.45 m e altura máxima da ordem de 6.4 m. A laje de cobertura e as paredes laterais têm 0.30 m de espessura e a parede central e a laje de fundo têm respetivamente 0.5 m e 0.4 m de espessura. A geometria da caixa de desvio de caudal pode ser verificada na Figura 6.

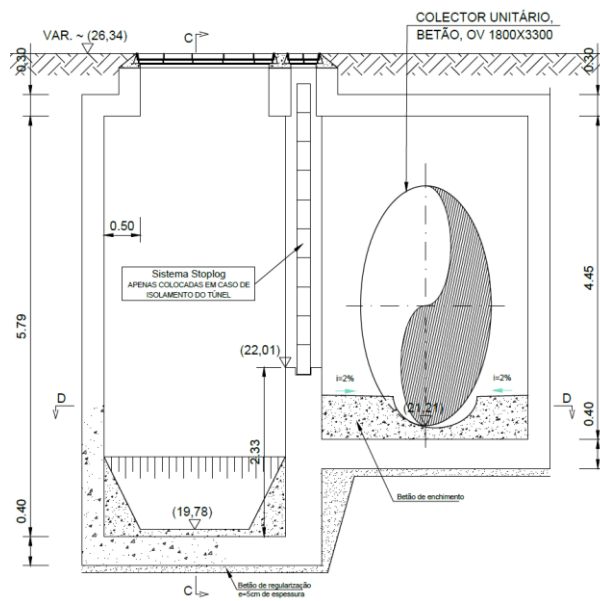


Figura 6 - Secção transversal da caixa de desvio de caudal.

A transferência do caudal coletado neste poço para o TMSA é efetuada através de um túnel mineiro com secção em ferradura, com 2.80 m e 3.00 m respetivamente de altura e largura máximas. As espessuras do revestimento definitivo deste túnel são de 0.30 m na abóbada e 0.50 m na soleira. Apresenta-se na Figura 7 a secção transversal do túnel mineiro.

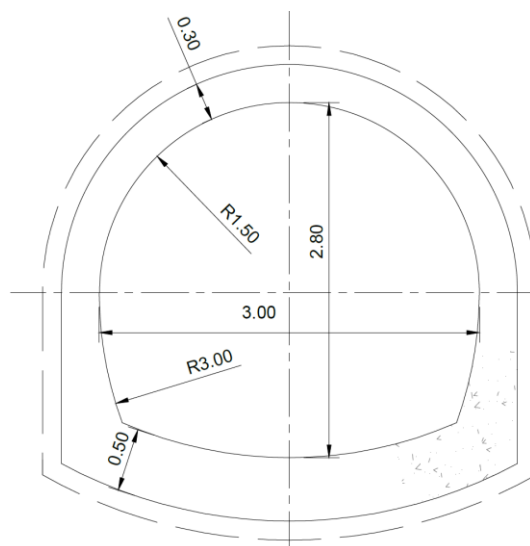


Figura 7 - Secção transversal do túnel mineiro.

Na Figura 8 apresenta-se a implantação da estrutura na Avenida Almirante Reis.

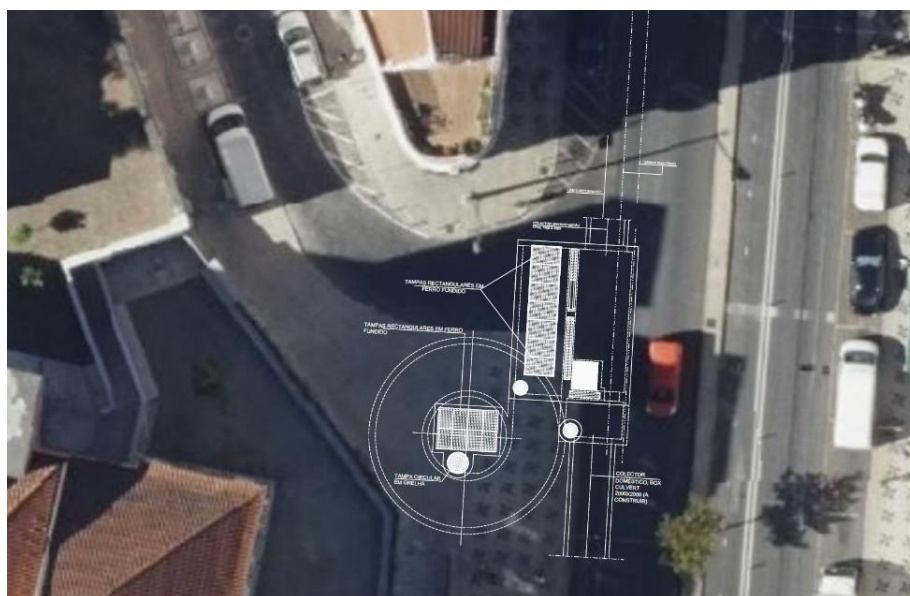


Figura 8 – Zona de implantação do poço de queda.[2]

A estrutura descrita apresenta uma grande simplicidade e ao agrupar a caixa de desvio de caudal com o poço de queda permite reduzir a área de implantação da estrutura. Comparando a estrutura em estudo com uma estrutura de Câmara de Vórtice, o poço de queda permite reduzir não só o custo de escavação como os riscos de danos nas edificações durante a fase construtiva, devido ao maior afastamento assegurado às construções próximas.

2.2 Materiais

De acordo com a NP EN 1990 [3] as estruturas devem ser projetadas e contruídas de forma a que, durante o seu período de vida e com um determinado grau de fiabilidade, consigam suportar todas as ações a que possam estar sujeitas durante o período de construção e de utilização .

Uma vez que o poço de queda se trata de uma estrutura de grande dimensão, não sendo uma estrutura corrente e dada a sua importância no sistema de drenagem, esta pode ser classificada, com base no Quadro 2.1 de [3], como uma estrutura de categoria 5, como tal deve ser projetada para um tempo de vida útil de 100 anos. No entanto, de acordo com os requisitos do projeto, a caixa de desvio de caudal apenas necessita de ter um tempo de vida útil de 50 anos.

2.2.1 Aço em armaduras

Para esta estrutura optou-se por utilizar o aço A500 NR SD, por ser o convencional, cujas características estão indicadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Características do aço em armaduras.

Utilização	Classe	f_{yk} [MPa]	f_{sd} [MPa]	E_s [GPa]
Armadura ordinária	A500 NR SD	500	435	200

2.2.2 Betão em elementos de betão armado

Para determinar a classe de exposição do betão utilizou-se o Quadro 4.1 da NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [4] e a Especificação do LNEC E464 2005 [5] para a determinação da classe de resistência do betão. Uma vez que a estrutura está sujeita a ciclos de molhagem e secagem, devido às diferenças de escoamento, tem-se que a sua classe de exposição, relativamente à corrosão induzida pela carbonatação, é XC4. Por outro lado, o poço de queda com degraus (PQD) e o túnel mineiro (TM) apenas terão a presença de caudal durante o período de cheias, pelo que se pode considerar que os químicos nocivos para o betão estarão diluídos no caudal de cheia, remetendo a classe de exposição relativamente aos ataques químicos para XA1. Já a caixa de desvio de caudal (CDC), tem presença de caudal durante todo o ano, pelo que a concentração de químicos é superior, pelo que se considerou a classe XA3.

Com base nestas informações e com base no Quadro 9 de [3] relativo aos “limites de composição e da classe de resistência à compressão do betão sob ataque químico, para uma vida útil de 50 anos” e considerando que se vai utilizar um CEM IV/A (referência):

- Para a classe de exposição XA1:
 - Máxima razão água/cimento - 0.55
 - Mínima dosagem de cimento, C (kg/m³) – 320
 - Mínima classe de resistência – C30/37
- Para a classe de exposição XA3:

- Máxima razão água cimento - 0.45
- Mínima dosagem de cimento, C (kg/m³) – 360
- Mínima classe de resistência – C35/45

Para o mesmo tipo de cimento e para uma classe de exposição XC4, o Quadro 6 de [5] relativo aos “limites de composição e da classe de resistência à compressão do betão sob ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos” impõe:

- Mínimo recobrimento nominal – 40 mm
- Máxima razão água/cimento – 0.55
- Mínima dosagem de cimento, C (kg/m³) – 300
- Mínima classe de resistência – C30/37

Tendo em conta que o tempo de vida útil do poço de queda com degraus é de 100 anos e com base no capítulo 5.2 de [5] os valores anteriormente referidos tem de ser corrigidos da seguinte forma:

- Relativamente ao Quadro 6, o valor do recobrimento nominal é aumentado de 10 mm, mantendo-se os restantes requisitos do quadro;
- Relativamente ao Quadro 9, a máxima razão água/cimento é diminuída de 0.05, a mínima dosagem de cimento é aumentada em 20 kg/m³ e a classe de resistência á compressão simples do betão é aumentada em 2 classes.

Combinando os requisitos anteriormente apresentados relativos ao betão temos que:

- Para o poço de queda com degraus:
 - Máxima razão água/cimento – 0.5
 - Mínima dosagem de cimento, C (kg/m³) – 340
 - Mínima classe de resistência – C40/50
 - Mínimo recobrimento nominal – 50 mm
- Para a caixa de desvio de caudal:
 - Máxima razão água/cimento – 0.45
 - Mínima dosagem de cimento, C (kg/m³) – 360
 - Mínima classe de resistência – C35/45
 - Mínimo recobrimento nominal – 40 mm

Porém, se o recobrimento nominal for calculado de acordo com NP EN 1992-1-1 [4] temos as seguintes expressões:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (1)$$

$$c_{min} = \text{máx}(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) \quad (2)$$

Onde:

c_{nom} – Recobrimento mínimo nominal;

c_{min} – Recobrimento das armaduras;

Δc_{dev} – Tolerância de execução;

$c_{min,b}$ – Recobrimento mínimo para requisitos de aderência;

$c_{min,dur}$ – Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;

$\Delta c_{dur,y}$ – Margem de segurança;

$\Delta c_{dur,st}$ – Redução de recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável;

$\Delta c_{dur,add}$ – Redução de recobrimento mínimo no caso de utilização de proteções adicionais.

De acordo com [4], o recobrimento é definido como a distância entre a superfície de betão e a superfície da armadura que fica mais perto da superfície do betão.

O recobrimento nominal deve ser especificado nos desenhos e é definido como o recobrimento mínimo adicionado de uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução. O valor da tolerância de execução (Δc_{dev}) é variável de país para país, sendo que para Portugal o Anexo Nacional de [4] determina que este valor é de 10 mm.

Segundo o *Quadro 4.2* da NP EN 1992-1 [4] o valor de $c_{min,b}$ toma o valor do diâmetro do maior varão isolado ou o diâmetro equivalente no caso de varões agrupados. Uma vez que ainda não se definiram as armaduras da estrutura, pode-se admitir, conservativamente, que o valor de c_{min} igual a 32 mm.

O Anexo Nacional de [4] define que a classe estrutural recomendada, para uma estrutura com uma vida útil de projeto de 50 anos é a classe S4. Este valor é ajustado conforme as indicações do *Quadro 4.3N* presente no mesmo documento. Uma vez que o poço de queda com degraus tem um tempo de vida útil de projeto de 100 anos, a classe estrutural deve ser aumentada em 2 classes, no entanto, como a classe de resistência do betão é C40/50, pode-se reduzir em 1 classe, pelo que a classe final da estrutura é S5. A classe estrutural da caixa de desvio de caudal mantém-se a classe de referência S4. O valor destas classes estruturais serve posteriormente para a definição do valor de $c_{min,dur}$. A partir do *Quadro 4.4N* do mesmo documento determina-se que o valor é de 35 mm e 30 mm, respetivamente para o poço de queda e para a caixa de desvio de caudal.

O Anexo Nacional de [4] prescinde a definição, a nível nacional, dos valores de $\Delta c_{dur,y}$, $\Delta c_{dur,st}$ e $\Delta c_{dur,add}$ pelo que se devem utilizar os valores definidos na normal. De acordo com os pontos (6), (7) e (8) do capítulo 4.4.1.2 de [4], os valores recomendados são de 0 mm.

Conclui-se, portanto, que o valor de c_{nom} é de 45 mm e 40 mm, respetivamente para o poço de queda e para a caixa de desvio de caudal.

Uma vez que estes valores são inferiores aos determinados pela *Especificação do LNEC E 464* [5], prevalecem estes últimos.

Para além dos betões estruturais referidos, deve-se considerar a utilização de betão C20/25 como betão de enchimento e betão C12/15 como betão de regularização de fundações. Uma vez que estes

betões não são armados, não estão sujeitos a problemas de carbonatação, pelo que se pode considerar classes de exposição X0 para ambos.

De acordo com o *Guia para a utilização da norma NP EN 206-1* [6] da Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto (APEB) a designação do betão de comportamento específico deve incluir:

- Referência à norma NP EN 206-1 [7];
- Classe de resistência à compressão;
- Classe de exposição ambiental seguida do código do país;
- Classe de teor de cloretos;
- Máxima dimensão do agregado mais grosso;
- Classe de consistência ou valor pretendido.

De acordo com [6] para betão com armadura de aço e para uma classe de exposição XC/XA o teor de cloretos pode ser classificado como CI 0.40. Para betão sem armaduras o teor de cloretos pode ser classificado como CI1.0.

De acordo com o mesmo documento, a dimensão máxima do agregado mais grosso ($D_{\text{máx}}$) não deve exceder:

- $\frac{1}{4}$ da menor dimensão do elemento estrutural;
- A distância entre barras de armadura subtraída de 5 mm;
- O recobrimento mínimo da armadura.

Com base nesta informação optou-se por um $D_{\text{máx}}$ de 22 mm para ambas as estruturas.

A classe de consistência considerada para todos os betões foi a classe S3 para o betão armado e S2 para o betão não armado, às quais correspondem, respetivamente, abaixamentos entre 100 e 150 mm e entre 50 a 90 mm.

Na Tabela 2 e na Tabela 3 indicam-se respetivamente as características que devem estar incluídas na designação do betão, com o respetivo recobrimento, e as características de resistência do betão.

Tabela 2 – Características referentes ao betão.

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	$D_{\text{máx}}$ (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1(Pt)	CI 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/45	XC4/XA3(Pt)	CI 0.4	22	S3	40
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	CI 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	CI 1.0	22	S2	-

Tabela 3 – Características de resistência do betão.

Classe	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$E_{c,28}$ [GPa]
C40/50	40.0	26.7	3.5	35.0
C35/45	35.0	23.3	3.2	34.0
C20/25	20.0	13.3	2.6	30.0
C12/15	12.0	8.0	1.6	27.0

2.2.3 Restantes materiais

Considerou-se que as tampas de acesso ao interior da estrutura são de ferro fundido e que os degraus são de aço revestido por polipropileno.

2.3 Faseamento Construtivo

Dada a localização do poço de interceção e a sua proximidade aos edifícios vizinhos é necessário executar previamente a estrutura de contenção.

Durante todo o processo será necessário monitorizar os edifícios vizinhos e a infraestrutura pertencente ao Metropolitano de Lisboa.

Com base no material disponibilizado, são conhecidas as características dos solos que constituem o terreno onde será feita a escavação, mas, como seria expectável, não se sabem exatamente as profundidades a que ocorrem. A partir da Figura 9, retirada do Plano Geral de Drenagem de Lisboa [1], conclui-se que em toda a profundidade de escavação da estrutura o solo existente é do tipo: “Areolas da Estefânia - M¹II”

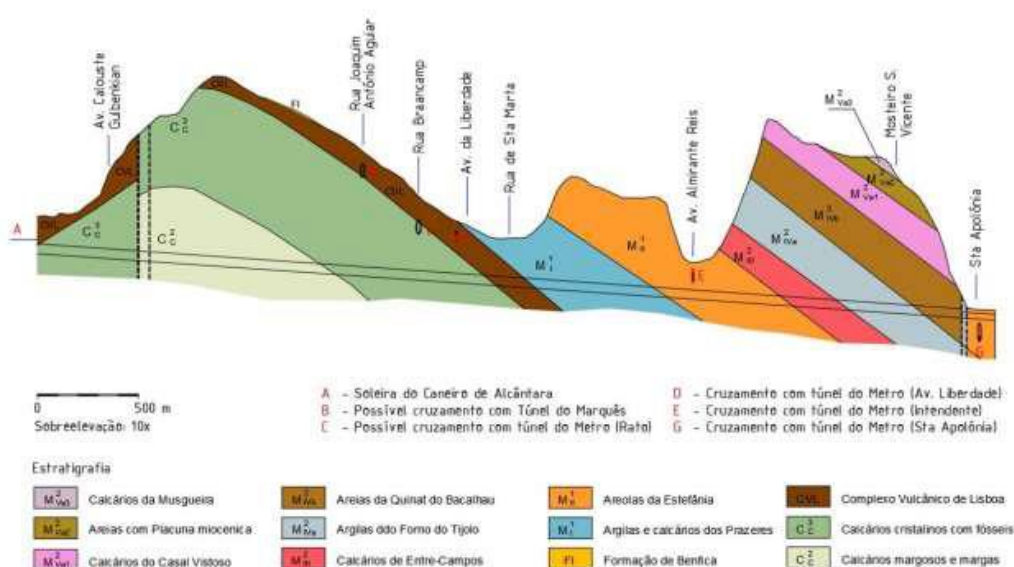


Figura 9 – Perfil geológico retirado do Plano Geral de Drenagem de Lisboa [1].

Uma solução possível para a contenção periférica da estrutura é a execução de uma cortina de estacas secantes até a cota inferior da escavação, com o acréscimo de uma ficha de 6 m. A cortina de estacas é constituída por estacas de betão simples com diâmetro de 0.8 m (estacas primárias), alternadas com

estacas de betão armado também de diâmetro 0.8 m (estacas secundárias), conforme se apresenta na Figura 10.

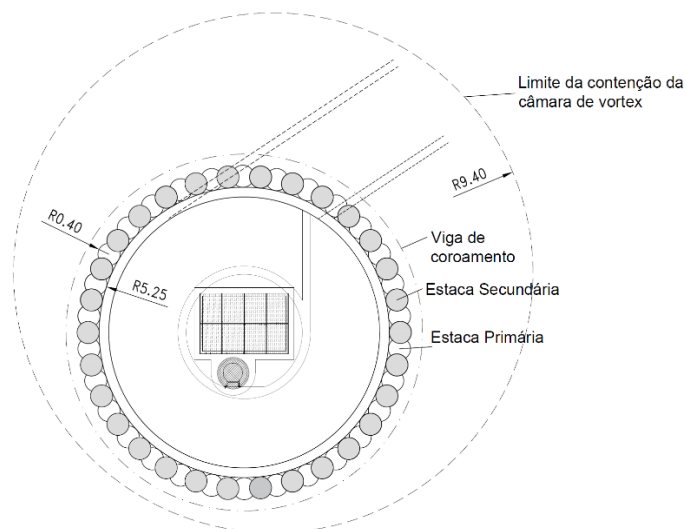


Figura 10 - Esquemática da contenção periférica.

Conforme se pode observar na Figura 10, uma solução do tipo câmara de vórtice com dimensões idênticas às definidas por Serra, J em [8] implica uma área de escavação de 277.6 m². A área de escavação de 86.6 m² associada ao poço de queda com degraus corresponde a uma redução de área de 68.8%.

O processo de construção da cortina de estacas secantes é descrito em Lopes, S, (2002) Cortinas de Estacas Moldadas [9]. O documento descreve que antes da implantação das estacas se devem executar muros guia e que após a execução das estacas até a profundidade necessária, executa-se a viga de coroamento. De seguida escava-se até à cota máxima definida no projeto de estabilidade. Numa fase posterior serão feitas as aberturas na cortina de estacas, de forma a executar o túnel de ligação do poço de queda ao TMSA e a caixa de desvio de caudal.

Na Tabela 4 apresenta-se a estimativa de quantidades de betão para a execução das estacas primárias e secundárias e o volume de escavação. Todas as quantidades foram estimadas recorrendo ao programa *AutoCAD*.

Tabela 4 – Quantidades de escavação.

Descrição	Quantidades (m ³)
Volume de Terras - Escavação Estacas	546.25
Volume de Terras - Escavação Geral	1613.36
Total - Volume de Terras	2159.61
Volume Betão - Estacas primárias	224.60
Volume Betão - Estacas Secundárias	321.65

Após a realização das estacas é feita a escavação total do terreno, sendo que numa fase posterior são feitas duas aberturas de pequena dimensão (demolição localizada) na cortina de estacas de forma a executar o túnel de ligação do poço de queda ao túnel Monsanto-Santa Apolónia e a executar a caixa

de desvio de caudal (à superfície) Alternativamente, equacionou-se ainda execução da cortina de estacas apenas abaixo da cota de fundação da caixa de desvio, e a colocação de entivação junto da superfície do terreno. Porém o desenvolvimento aprofundado das contenções provisórias não foi abordado no âmbito desta dissertação.

3 Critérios de projeto

Neste capítulo apresenta-se a definição das ações a que a estrutura está sujeita e definem-se os critérios de projeto.

3.1 Quantificação das ações

Para dimensionar a estrutura é necessário identificar e quantificar as ações que atuam sobre a estrutura.

As ações que atuam sobre a estrutura podem ser classificadas como ações permanentes e ações variáveis.

As ações permanentes consideradas neste trabalho são:

- Peso próprio da estrutura;
- Ações do terreno;
- Pressão hidrostática;
- Restantes cargas permanentes (RCP).

As ações variáveis consideradas são:

- Sobrecarga rodoviária;
- Sobrecarga ferroviária;
- Sobrecarga sobre o aterro;
- Ação da água no interior da estrutura;
- Ação sísmica.

Importa referir que nesta dissertação não foi considerada a ação do veículo de limpeza, tipo *bobcat*, na laje de fundo do poço, dado que as cargas são encaminhadas diretamente para o terreno de fundação.

3.1.1 Peso próprio da estrutura

Para o peso do betão armado da estrutura considera-se um peso específico de $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

3.1.2 Ações do terreno

3.1.2.1 Impulsos do solo

Para o efeito de dimensionamento da estrutura na fase definitiva, considera-se, conservativamente, que a estrutura de contenção provisória (cortina de estacas secantes) não é participativa para a determinação dos esforços na fase definitiva, pelo que a estrutura em estudo se encontra solicitada com os impulsos do terreno, cujas características são:

- $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$;
- $E' = 100 \text{ MPa}$;
- $\phi' = 35^\circ$.

Na quantificação dos impulsos de terras para a verificação do estado de limite último e estado limite de serviço foi considerada a Teoria de Rankine que assume as seguintes premissas:

- Superfície de terras horizontal;
- Parede da estrutura vertical;
- O terreno é constituído por solo granular;
- Despreza-se a existência de atrito solo-estrutura.

Através desta teoria é possível estimar o impulso das terras de forma simplificada, mas conservativa. O cálculo dos impulsos horizontais é dado pela expressão seguinte:

$$I_h = \frac{1}{2} k \gamma h^2 \quad (3)$$

Onde I_h é o impulso horizontal de terras por metro de parede (kN/m), k é o coeficiente de impulso, γ é o peso volúmico do solo e h é a altura em metros. Note-se que em caso de regime saturado, ao peso volúmico saturado do solo (γ_{sat}) retira-se a parcela correspondente ao peso volúmico da água (γ_w) uma vez que ao peso volúmico da água não se aplicam os coeficientes de impulso dos solos.

Os coeficientes de impulso usados podem ser: o coeficiente de impulso ativo (k_a), o coeficiente de impulso em repouso (k_0) ou o coeficiente passivo (k_p). Neste trabalho os coeficientes de utilizados serão o k_0 e o k_a . O k_0 pode ser calculado segundo a expressão (4), de acordo com [10]:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (4)$$

Em que ϕ' é o ângulo de atrito de cálculo do solo. Dado o valor do ϕ' referido anteriormente, a partir da expressão (4) obtém-se que $k_0 = 0.43$.

O k_a pode ser calculado segundo a expressão (6), de acordo com [11]:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi')}{1 + \text{sen}(\phi')} \quad (5)$$

Dado o valor do ϕ' referido anteriormente, a partir da expressão (6) obtém-se que $k_a = 0.27$.

Nas paredes horizontais a ação do solo é calculada a partir do volume de terras acima da face da parede, através da expressão:

$$i_v = \gamma h \quad (6)$$

Onde i_v é a carga distribuída vertical (kN/m²)

3.1.2.2 Ações do terreno sobre túnel mineiro

Para o dimensionamento do túnel mineiro, considerou-se o peso do solo sobre a estrutura correspondente à altura do solo descomprimido.

De acordo com o método empírico de K. Terzahhi, descrito em *Ouvrages Souterrains* [12], a altura do terreno descomprimido pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$H_p = K(B + H_t) \quad (7)$$

Onde:

H_p – Altura da sobrecarga de terra uniformemente distribuída ao longo do túnel;

B – Largura da galeria;

H_t – Altura da galeria;

K – Coeficiente variável com a natureza do terreno, de acordo com [12], para terrenos rochosos a profundidades moderadas, o valor K está compreendido entre 1.1 e 2.1.

Na Tabela 5 apresenta-se o resultado do cálculo.

Tabela 5 – Cálculo da ação do solo descomprimido.

K	B (m)	H_t (m)	H_p (m)	$P_{s,sat}$ (kN/m)
2.1	3.6	3.5	14.91	313

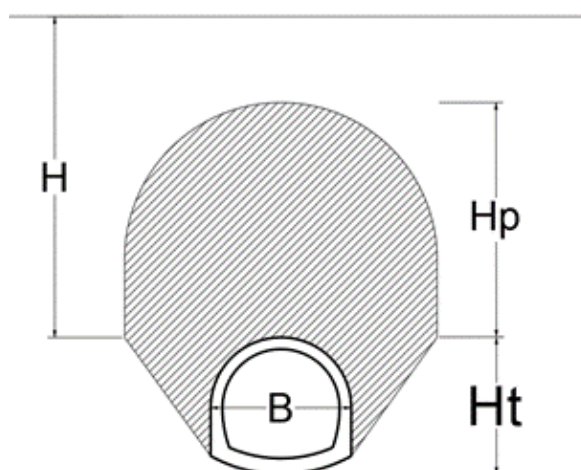


Figura 11 – Esquemática dos parâmetros de cálculo.

3.1.3 Restantes cargas permanentes (RCP)

Considerou-se como restante carga permanente na cobertura da estrutura a ação correspondente a 1.0 m de aterro, sobre a estrutura do poço, com peso volúmico específico de $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$.

Considerou-se também, no interior da caixa de desvio de caudal, a ação correspondente a 0.6 m de espessura de betão de enchimento com fibras, com peso volúmico específico $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$.

3.1.4 Pressão hidrostática

Dado que se trata de uma estrutura enterrada, sujeita ao nível freático da água consideram-se as ações estáticas da água como pressões hidrostáticas (I_w) sobre paredes e subpressões na laje de fundo.

Para as ações da água considera-se um peso específico de $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

O nível de água no terreno exterior é considerado à cota da superfície do terreno envolvente da obra, pois é a situação mais desfavorável.

Os impulsos hidrostáticos são calculados usando a expressão (3) substituindo o valor γ pelo peso volúmico da água e o valor de k_0 por 1, uma vez que o ângulo de atrito da água é 0° . Assim, a expressão fica:

$$I_{wh} = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (8)$$

As subpressões são calculadas com base na equação (6), substituindo novamente o valor γ pelo peso volúmico da água, resultando na expressão:

$$i_{wv} = \gamma_w h \quad (9)$$

3.1.5 Sobrecargas (SC)

Uma vez que sobre a caixa de desvio de caudal passa a avenida Almirante Reis, é necessário considerar o tráfego rodoviário e a carga ferroviária gerada pelo elétrico.

A sobrecarga rodoviária foi definida a partir da NP EN1991-2 [13] a partir da aplicação do modelo de carga 1 (LM1) e do modelo e carga 2 (LM2).

A sobrecarga ferroviária foi definida com base no Artigo $^\circ$ 50 do Regulamento de Segurança e Ações (RSA) [14].

3.1.5.1 Carga Rodoviária

Para a definição das cargas rodoviárias é necessário dividir a plataforma de rodagem em vias dedicadas. Uma vez que a Avenida Almirante Reis tem cerca de 8 metros de largura na zona em estudo, a partir do Quadro 4.1 da NP EN 1991-2 [13] pode-se determinar que existem 2 vias dedicadas, cada uma com uma largura de 3 metros, e ainda uma área remanescente, com 2 metros de largura.

Note-se que a numeração das vias é feita de maneira a provocar os efeitos mais desfavoráveis, pelo que a via 1 é aquela que provoca efeitos mais desfavoráveis na estrutura.

3.1.5.1.1 Modelo de Carga 1

De acordo com o ponto 4.3.2 de [13] o modelo de carga 1 é constituído por dois sistemas parciais: um sistema de cargas concentradas de eixo duplo (Sistema TS) e um sistema de cargas uniformemente distribuídas (Sistema UDL).

Este modelo destina-se a cobrir situações de tráfego fluido, congestionado ou engarrafamentos com uma elevada percentagem de camiões pesados.

A carga do sistema em tandem tem o valor:

$$\alpha_Q Q_k \quad (10)$$

Em que:

α_Q – Fator de correção em função do tráfego previsto;

Q_k – Valor característico da carga de eixo.

A carga uniformemente distribuída do sistema UDL é calculada a partir da expressão:

$$\alpha_q q_k \quad (11)$$

Em que:

α_q – Fator de correção em função do tráfego previsto;

q_k – Valor característico da carga uniformemente distribuída.

Ao contrário do sistema em tandem, o sistema UDL deve também ser aplicado na área remanescente previamente calculada.

Os valores dos fatores de correção (α) podem tomar valores superiores ou iguais a 0.8, onde 1 corresponde a uma situação de tráfego industrial internacional e, para situações mais correntes, permite uma redução moderada entre 10% a 20%. Uma vez que a avenida se situa no centro da cidade, onde o tráfego de veículos pesados é limitado, no âmbito desta dissertação considerou-se α_Q e α_q como 0.8.

Apresenta-se na Tabela 6 os valores das cargas Q_k e q_k com base na regulamentação anteriormente mencionada:

Tabela 6 – Valores das cargas [13].

Vias	Sistema em Tandem	Sistema UDL
	Carga por Eixo Q_k (kN)	q_k (kN/m ²)
1	300	9.0
2	200	2.5
Área remanescente	0	2.5

Note-se que a transmissão desta carga ao pavimento é feita através de duas rodas, cuja superfície de contacto é considerada como um quadrado de 0.40 m de lado e cuja esquematização da aplicação se apresenta na Figura 12.

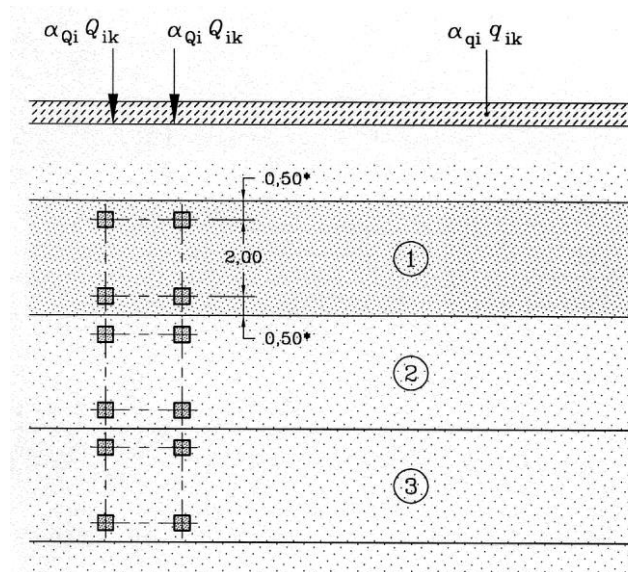


Figura 12 – Esquemática da aplicação do Modelo de Carga 1 [13].

Para o sistema TS os valores para os coeficientes de redução são: $\psi_0=0.75$ $\psi_1=0.75$ e $\psi_2=0.0$.

Para o sistema UDP os valores para os coeficientes de redução são: $\psi_0=0.4$ $\psi_1=0.4$ e $\psi_2=0$.

3.1.5.1.2 Modelo de Carga 2

De acordo com o ponto 4.3.3 de [13], o modelo de carga 2 é constituído por uma carga por eixo que pode ser aplicada a qualquer ponto da faixa de rodagem ou, sempre que apropriado, poderá ser aplicada apenas a carga de uma roda.

A carga no eixo, que inclui a amplificação dinâmica, toma o valor:

$$\beta_Q Q_{ak} \quad (12)$$

Em que:

β_Q – Fator de correção em função do tráfego previsto;

Q_{ak} – Valor característico na carga do eixo.

De acordo com a norma, β_Q deve de ser igual a α_q pelo que toma o valor 0.8 e, Q_{ak} tem valor de 400 kN.

Note-se que o eixo da carga tem uma largura de 2.0 m e a transmissão da carga para o pavimento é feita por 2 duas rodas, cuja superfície de contacto possui uma área $0.60 \times 0.35 \text{m}^2$ e cuja esquematização da aplicação se apresenta na Figura 13.

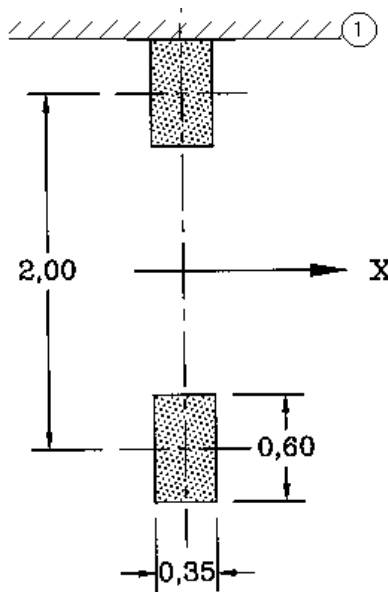


Figura 13 – Esquemática da aplicação do Modelo de Carga 2 [13].

O modelo de carga 2 os valores para os coeficientes de redução são: $\psi_0=0.0$ $\psi_1=0.0$ e $\psi_2=0.0$.

3.1.5.2 Carga Ferroviária

Uma vez que a norma NP EN 1991-2 [13] especifica que as cargas ferroviárias nela presentes não se aplicam a elétricos e outros comboios ligeiros não se utilizam estes modelos de carga para simular a ação do elétrico.

Considera-se então a ação da sobrecarga dos veículos elétricos, de acordo com o Artigo 50 do RSA [14], como quatro cargas concentradas de 180 kN cada (afastadas de 1,60 m) e sobrecarga de 50 kN/m ao longo do carril na região remanescente, afetadas de coeficiente dinâmico de 1,5, conforme é representado na Figura 14.

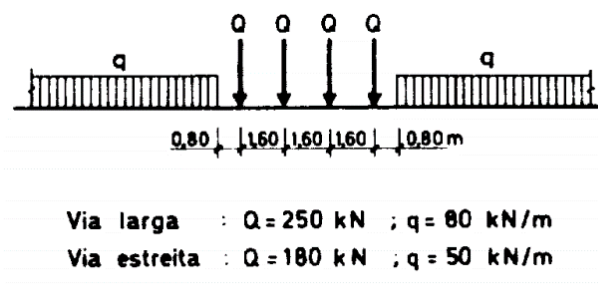


Figura 14 – Representação da carga ferroviária [14]

De acordo com [14] os coeficientes reduzidos são: $\psi_0=0.8$; $\psi_1=0.6$ e $\psi_2=0.4$ ou $\psi_2=0.0$ caso a variável base seja a ação sísmica.

Dado que a sobrecarga é definida para comboios de transporte de mercadoria, esta é muito conservativa face às ações impostas pelo elétrico que circula na Avenida Almirante Reis, pelo que, no decorrer deste trabalho, apenas se considerou as cargas pontuais associadas a uma carruagem.

3.1.5.3 Impulsos devido às sobrecargas

De forma a determinar os impulsos de terras devido às sobrecargas considera-se uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m².

Conservativamente, considera-se a atuação do valor característico da sobrecarga, quer para a verificação do ELS, quer para a verificação do ELU (neste caso com majoração da carga).

3.1.6 Ação da água no interior da estrutura

São consideradas as pressões estáticas decorrentes dos níveis de água no interior da estrutura, admitindo-se as situações de funcionamento mais desfavoráveis, correspondendo a um escoamento em superfície livre nos coletores, caixa de desvio de caudal e no poço com degraus. Uma vez que o caudal só é desviado para o poço de queda em situações de cheia, a ação da água no interior do poço de queda apenas é considerada numa situação accidental.

Para a ação de acidente, considerou-se uma carga equivalente a 4.50 metros coluna de água sobre os degraus do poço.

3.1.7 Ação Sísmica

Dado que Portugal é um país com atividade sísmica com eventos relativamente fortes, conforme se registou nos eventos históricos de 1755, 1858 e 1969, é importante considerar os efeitos sísmicos num projeto de dimensionamento.

A regulamentação portuguesa NP EN 1998-1 [15] é aplicável quando se trata de estruturas de edifícios e outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas, como reservatórios, silos, pontes ou muros de suporte. O propósito desta norma é garantir a limitação dos danos às estruturas, mantendo as estruturas que são importantes para a proteção civil operacionais, tais como hospitais, quartéis de bombeiros e escolas, e proteger a vida humana.

No caso das estruturas enterradas, como é o caso do poço de interceção, a metodologia para o dimensionamento sísmico presente na norma [15] não é a mais adequada, pelo que se optou pelo método que aproxima o comportamento da estrutura a um muro de suporte de terras. Para tal consultou-se a NP EN 1998-5 [16] e conjugou-se esta metodologia com a ação sísmica no solo, calculada através dos espectros de resposta da NP EN 1998-1[15].

3.1.7.1 Ação sísmica segundo a NP EN 1998-1

Para a determinação da ação sísmica, utilizou-se a NP EN 1998-1[15] que define que qualquer estrutura em regiões sísmica deve ser projetada de forma a que cumprir os seguintes requisitos:

- 1) Requisito de não colapso – A estrutura deve resistir à ação sísmica de cálculo sem que ocorra o colapso total ou parcial da estrutura, mantendo assim a sua integridade e uma capacidade resistente, pelo menos residual, após a ocorrência do sismo;

- 2) Requisito de limitação de danos – A estrutura deve resistir a uma ação sísmica, com maior probabilidade de ocorrência que o sismo de cálculo, sem que ocorram danos cujo custo de reparação seja desproporcional ao custo da própria estrutura.

No âmbito deste trabalho, aplicou-se o ponto 1) que define que a ação sísmica de cálculo é expressa em função de:

- Um período de retorno de referência (T_{NCR}) ou a uma ação sísmica de referência que se encontra associada a uma probabilidade de excedência de referência (P_{NCR}) em 50 anos;
- Um coeficiente de importância γ_I .

O anexo nacional de [15] define que o valor recomendado para P_{NCR} é 10% e o valor recomendado para T_{NCR} é 457 anos.

O valor do coeficiente de importância é determinado segundo a classe de importância da estrutura. Este valor pode aumentar ou reduzir o valor da ação sísmica, consoante a estrutura seja ou não importante para a proteção civil e segurança pública. As estruturas estão classificadas em 4 classes de importância conforme se apresenta na Tabela 7 adaptada da NP EN 1998-4 [17].

Tabela 7 – Classes de importância para os edifícios [17].

Classe de importância	Descrição
I	Situações onde o risco de vida humana é reduzido e o impacto económico e social derivado do colapso da estrutura é baixo.
II	Situações em que o risco de perda de vidas humanas é médio e as consequências económicas e sociais do colapso já tenham relevância
III	Situações em que o risco de perda de vidas humanas seja elevado e o impacto económico e social derivado do colapso da estrutura seja elevado.
IV	Situações em que o risco de perda de vida humano é extremo e cujo impacto económico e social derivado do colapso da estrutura seja muito elevado.

O valor associado ao coeficiente de importância γ_I correspondente a cada classe é imposto pelo anexo nacional de [15] de cada país. Na Tabela 8, adaptada de [15], apresenta-se os valores recomendados para o coeficiente de importância .

Tabela 8 – Coeficiente de importância γ_I em função da classe de importância [15].

Classe de importância	Tipo 1	Tipo 2 (Continente)
I	0.65	0.75
II	1.00	1.00
III	1.45	1.25
IV	1.95	1.50

Com base nas tabelas anteriores, determinou-se a classe de importância da estrutura é a classe II, a que corresponde um coeficiente de importância (γ_I) de 1.0 para ambos os sismos.

A NP EN 1998-1[15] impõem dois tipos de sismo diferentes a ser utilizado para o dimensionamento de estruturas à ação sísmica: o sismo Tipo 1 e Tipo 2.

O sismo Tipo 1, designado de sismo afastado, refere-se a fenómenos sísmicos com epicentro na região Atlântica, sem incluir a zona do Arquipélago dos Açores, é causado pela falha que défice a Placa Africana da Placa Euro-Asiática.

O sismo Tipo 2, designado de sismo próximo, refere-se a fenómenos sísmicos com epicentro no território continental português ou no Arquipélago dos Açores.

Consoante a distância ao epicentro dos dois tipos de sismo, a NP EN 1998-1[15] define várias zonas, às quais correspondem diferentes acelerações de referência à superfície do terreno (a_{gR}), conforme se pode observar na Tabela 9.

Tabela 9 – Aceleração de referência para cada zona sísmica do território português [15].

Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2	2.2	2
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35		

Tendo a aceleração a_{gR} definida é necessário atualizar o seu valor de acordo com o coeficiente de importância determinado, a partir da expressão seguinte:

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (13)$$

Onde a_g é a aceleração à superfície do terreno (m/s²).

A Norma propõe os terrenos sejam classificados de acordo com a Figura 15 de acordo com [15].

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (palcadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade (PI > 40) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 15 – Tipos de terrenos [15].

Uma vez que o poço de interceção se encontra numa formação de areolas da Estefânia, conforme visto na Figura 9, e com base na informação da figura anterior, define-se que a estrutura está assente em terreno do tipo B.

Segundo a norma [15] foram definidos espectros de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, normalmente designados de “espectros de resposta elástica” de forma a representar o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno, representado na Figura 16.

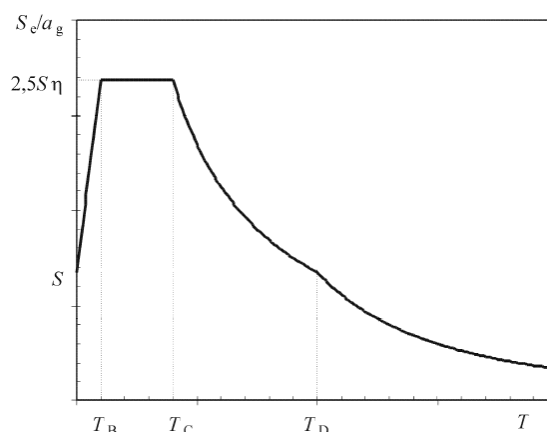


Figura 16 – Forma do espectro de resposta elástica [15].

No entanto, segundo a norma mencionada anteriormente, a fim de tirar partido do comportamento dúctil das estruturas deve-se efetuar uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em

relação ao espectro de resposta elástica, o qual se designa por “espectro de cálculo”. Está redução é efetuada introduzindo o coeficiente de comportamento q .

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo ($S_d(T)$) é calculado com base nas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (14)$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (15)$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (16)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_c \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (17)$$

Em que:

T - Período de vibração (s);

a_g - Aceleração à superfície do terreno (m/s^2);

S - Coeficiente do solo;

T_B, T_c e T_D - Valores delimitadores do espectro e definidos na Tabela 10 (s);

q - Coeficiente de comportamento

β - Limite inferior do espectro de cálculo horizontal, o valor recomendado segundo [15] é 0.20.

Uma vez que se trata de uma estrutura enterrada, com baixa capacidade de dissipação de energia, define-se com base na ponto 2.2.2(2) de [15], o valor do coeficiente de comportamento igual a 1.5.

Apresentam-se as expressões que definem o coeficiente do solo (S) que é determinado em função da a_g e do parâmetro S_{max} :

$$a_g \leq 1.0 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} \quad (18)$$

$$1.0 \text{ m/s}^2 < a_g < 4.0 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (19)$$

$$a_g \geq 4.0 \text{ m/s}^2 : S = 1 \quad (20)$$

Os parâmetros T_B, T_c, T_D e S_{max} são definidos pela norma na Tabela 10, adaptada do anexo nacional de [15], em função do tipo de terreno.

Tabela 10 – Valores de T_B , T_C , T_D e S_{max} em função do tipo de terreno [15].

Tipo de terreno	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]		T_D [s]
			Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	
A	1.00	0.10	0.60	0.25	2.00
B	1.35		0.60	0.25	
C	1.60		0.60	0.25	
D	2.00		0.80	0.30	
E	1.80		0.60	0.25	

Na Tabela 11 apresentam-se todos os parâmetros utilizados para a definição do espectro de cálculo de ambos os sismos. O espectro é apresentado na Figura 17.

Tabela 11 – Resumo dos parâmetros utilizados no cálculo dos espectros

	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2
Zona sísmica	1.3	2.3
Tipo de Terreno	B	B
$a_g R$ [m/s^2]	1.50	1.70
Classe de importância	II	II
γ_I	1.00	1.00
a_g [m/s^2]	1.50	1.70
S_{max}	1.35	1.35
S	1.29	1.27
q	1.5	1.5
T_B [s]	0.10	0.10
T_C [s]	0.60	0.25
T_D [s]	2.00	2.00
β	0.20	0.20

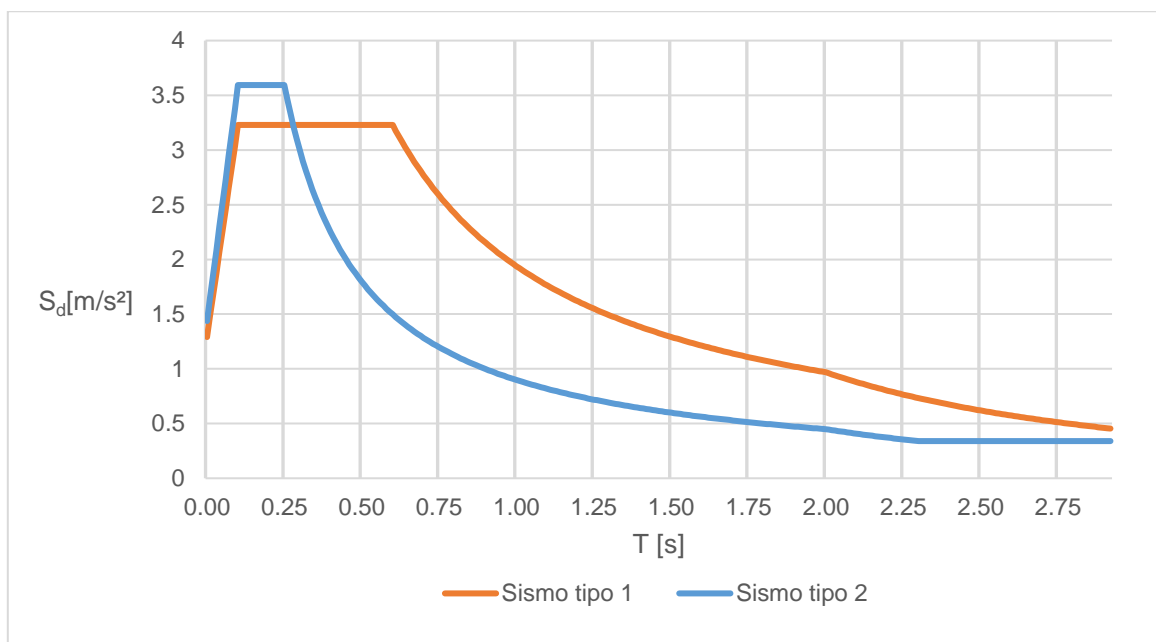


Figura 17 – Espectros de cálculo.

3.1.7.2 Ação sísmica por simplificação a muro de suporte

A NP EN 1998-5 [16] é recomenda o uso de dois métodos de análise para a ação sísmica de muros de suporte: “métodos gerais” de análise ou “métodos simplificados: análise pseudo-estática”.

De acordo com a norma, nos “métodos gerais” são aceites quaisquer métodos que tenham sido comprovados com base na experiência e em observações e sejam baseados nos procedimentos da dinâmica das estruturas e dos solos. Estes métodos deverão ter em conta:

- O comportamento não linear do solo devido à interação dinâmica com a estrutura;
- Os efeitos de inércia devido à massa da estrutura, do solo e outras forças gravíticas relevantes;
- Os efeitos hidrodinâmicos provocados pela presença de água;
- A compatibilidade entre as deformações do solo, do muro e das devidas ancoragens caso existam.

Os “métodos simplificados” sugeridos pela norma [16] são o método de *Mononobe-Okabe* ou o método de “impulso de terras para estruturas rígidas”.

O método de *Mononobe-Okabe* aplica-se quando existe um movimento de flexão, deslizamento ou rotação da estrutura, devido ao sismo de cálculo, que desenvolva um estado ativo do solo.

O método de “impulso de terras para estruturas rígidas” aplica-se a estruturas rígidas, como por exemplo paredes de caves ou muros de gravidade fundados em rocha ou em estacas, em que se desenvolvam pressões superiores às ativas, pelo que se torna mais adequado considerar um estado de repouso do solo.

O documento *Stability Analysis of Concrete Structures* [18] também define que para aterros em cedência (*Yielding backfills*) se deve utilizar o método de *Mononobe-Okabe* e que para aterros em não cedência (*Non-yielding backfills*), as pressões geradas pelo solo são maiores do que as estimadas pelo método de *Mononobe-Okabe*. Deste modo, recomenda o uso do método de “impulso de terras para estruturas rígidas” em que às forças obtidas a partir deste devem ser adicionadas as forças de inércia da estrutura e, caso exista a presença de água, a pressão hidrodinâmica.

Uma vez que a estrutura do poço se encontra completamente aterrada numa zona de solo de boa qualidade, estima-se que a probabilidade de formar uma cunha ativa não seja significativa. Assim, no âmbito desta dissertação será utilizado o método de “impulso de terras para estruturas rígidas”, aproveitando ainda o facto do método ser mais conservativo e de fácil aplicação.

No anexo E.9 de [16] define-se a expressão que permite calcular a força dinâmica (ΔP_d) devido ao aumento da pressão de terras:

$$\Delta P_d = \alpha S \gamma H^2 \quad (21)$$

Em que:

α – Razão entre a aceleração à superfície do terreno e aceleração gravítica $\left(\frac{a_g}{g}\right)$;

S – Coeficiente do solo calculado pela expressão (18),(19),ou (20);

γ – Peso volúmico do solo (kN/m³);

H – Altura do aterro (m),

De acordo com [16] a pressão hidrodinâmica $q(z)$ poderá ser calculada pela seguinte expressão:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{hz} \quad (22)$$

Onde:

k_h – Coeficiente sísmico horizontal;

γ_w – Peso volúmico da água (kN/m³);

h – Altura livre da água (m);

z – Coordenada vertical descendente com origem na superfície livre da água (m).

Este efeito apenas é contabilizado caso exista água livre em contacto com a estrutura. Uma vez que a estrutura está aterrada no exterior e que só se considera a presença de caudal no interior do poço de queda em situações de precipitação extrema, o efeito da pressão hidrodinâmica não será contabilizado.

As forças de inércia (F_I) a serem aplicadas à estrutura serão calculadas utilizando a *segunda lei de Newton*:

$$F_I = m \times a_g \quad (23)$$

Em que:

m – Massa da estrutura ou elemento estrutural (kg);

a_g – Aceleração de cálculo à superfície do terreno (m/s²).

Apresenta-se na Tabela 12 o resumo dos parâmetros utilizados para o cálculo da ação sísmica simplificada a um muro de suporte.

Tabela 12 – Parâmetros utilizados no método de “impulso de terras para estruturas rígidas.

Parâmetros	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2
H (m)	19.0	19.0
γ_{seco} (kN/m ³)	21.0	21.0
$(\gamma_{saturado} - \gamma_w)$ (kN/m ³)	11.0	11.0
α	0.15	0.17
S	1.29	1.27
$\Delta P_{d,seco}$ (kN/m)	1496.26	1665.62
$\Delta P_{d,saturana}$ (kN/m)	783.76	872.47

3.2 Estados Limites Últimos

Os ELU estruturais são definidos pela norma NP EN 1990:2009 [3] como os “estados associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural” correspondendo à capacidade resistente máxima de uma dada estrutura ou de um qualquer elemento estrutural.

Segundo a norma anteriormente mencionada, quando se considera a verificação de um estado limite de rotura, deve-se verificar que o valor de cálculo da ação (E_d) é inferior ao valor de cálculo da resistência (R_d):

$$E_d \leq R_d \quad (24)$$

De acordo com a norma [3], o valor de E_d deve de ser definido com base numa das seguintes três combinações:

- Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (Combinação Fundamental);
- Combinação de ações para situações de projeto acidentais (Combinação de Acidente);
- Combinação de ações para situações de projeto sísmicas (Combinação Sísmica).

No presente estudo serão calculados os valores de E_d para a Combinação Fundamental (25), para a Combinação Acidental (26) e para a Combinação Sísmica (27):

$$E_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{g,i} G_{i,k} + \gamma_{q,1} Q_{1,k} + \sum_{j=2}^m \gamma_{q,j} \psi_{0,j} Q_{j,k} \quad (25)$$

$$E_d = \sum_{i=1}^n G_{i,k} + A_d + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} Q_{j,k} \quad (26)$$

$$E_d = \sum_{i=1}^n G_{i,k} + A_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (27)$$

Em que:

$G_{i,k}$ – Ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

$Q_{1,k}$ – Ação variável base tomada com o seu valor característico;

$Q_{j,k}$ – Ações variáveis tomadas com os seus valores característicos;

A_d – Valor de cálculo da ação de acidente;

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica;

γ – Coeficientes parciais das ações;

ψ_0 e ψ_2 – Coeficientes para a determinação do valor de combinação e do valor quase-permanente das ações.

3.3 Estados Limites de Serviço

Segundo a definição dada pela norma NP EN 1990:2009 [3], os ELS correspondem “às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixam de ser satisfeitos”. Pretende-se, portanto, que a estrutura mantenha a sua funcionalidade em condições normais de serviço. Para tal é necessário garantir:

$$E_d \leq C_d \quad (28)$$

Onde:

E_d – Valor da ação com base na combinação;

C_d – Critério de utilização.

As combinações impostas pela norma [3] para a verificação dos Estados Limites de Serviço são a Combinação Característica (29), a Combinação Frequente (30) e a Combinação Quase-Permanente (CQP)(31).

$$E_d = \sum_{i=1}^n G_{i,k} + Q_{1,k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0,j} Q_{j,k} \quad (29)$$

$$E_d = \sum_{i=1}^n G_{i,k} + \psi_{1,1} Q_{1,k} + \sum_{j=1}^m \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (30)$$

$$E_d = \sum_{i=1}^n G_{i,k} + \sum_{j=1}^m \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (31)$$

Em que:

$G_{i,k}$ – Ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

$Q_{1,k}$ – Ação variável base tomada com o seu valor característico;

$Q_{j,k}$ – Ações variáveis tomadas com os seus valores característicos;

$\psi_{0,j}$, ψ_1 e ψ_2 – Coeficientes para a determinação do valor de combinação, valor frequente e do valor quase-permanente das ações.

De acordo com a NP EN 1992-1-1 [4] os estados limites de utilização a serem verificados são:

- Limitação de tensões;
- Controlo de fendilhação;
- Controlo de deformações.

No decorrer deste trabalho, tendo em conta o tipo e funcionamento da estrutura, na verificação dos ELS apenas se considerou o controlo de fendilhação e o controlo de deformações.

3.3.1.1 Estado limite de Fendilhação

De acordo com a NP EN 1992-1-1 [4] a fendilhação deve ser controlada de modo a não afetar a durabilidade e o funcionamento das estruturas. A fendilhação do betão ocorre nas estruturas sujeitas à

flexão, esforço transversal, torção ou tração resultantes das ações diretas ou devido a deformações impostas. De forma a controlar a fendilhação dever-se-á impor um limite para a abertura de fendas w_{max} e garantir que a dimensão das mesmas w_k é inferior a esse limite.

No Anexo Nacional [4] são definidos os valores de w_{max} recomendados, em função da classe de exposição das estruturas, conforme se apresenta na Tabela 13:

Tabela 13 – Valores de w_{max} em função da classe de exposição [4].

Classe de exposição	w_{max} (mm) para a CQP
X0, XC1	0.4
XC2, XC3, XC4	0.3
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0.3

Uma vez que classe de exposição da estrutura do poço de interceção é XC4, o limite a adotar é 0.3 mm.

No entanto, a norma EN 1992-3 [19] define valores para o limite de abertura de fendas específicos para estruturas hidráulicas. Segundo esta norma, as estruturas hidráulicas devem estar classificadas consoante o seu grau de estanqueidade. Na Tabela 14, adaptada da norma em questão, apresentam-se as classes de estanqueidade em função dos requisitos relativos às fugas dos líquidos.

Tabela 14 – Classes de estanqueidade segundo [19].

Classe de estanqueidade	Requisitos
0	Admitem-se algumas fugas de líquidos ou a fuga de líquidos não tem consequências.
1	As fugas devem ser limitadas a uma pequena quantidade. São aceitáveis manchas superficiais ou manchas de humidade.
2	As fugas devem ser mínimas.
3	Não são admissíveis perdas de água.

No âmbito desta dissertação considerou-se que o poço de interceção tem uma classe de estanqueidade 1.

De acordo com a mesma norma, para estruturas com classe de estanqueidade 1, as fendas que atravessem toda a secção de betão devem ser limitadas ao valor w_{k1} e para as fendas que não atravessem a totalidade da secção podem manter o limite de w_{max} estipulado em [4].

Segundo a norma [19] o valor w_{k1} é definido a partir das seguintes expressões:

$$w_{k1} = 0.20 \text{ mm se } \frac{h_d}{h} \leq 5 \quad (32)$$

$$w_{k1} = 0.05 \text{ mm se } \frac{h_d}{h} \geq 35 \quad (33)$$

Onde:

h_d – Pressão hidrostática (mca);

h – Espessura do elemento de betão (m).

Considerando o funcionamento normal da caixa de desvio de caudal e do poço de queda com degraus, a razão entre $\frac{h_d}{h}$ é inferior a 5 pelo que se considerou um valor de w_{k1} de 0.20 mm.

A dimensão da fenda w_k pode ser calculada com base na seguinte equação, retirada de [4]:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (34)$$

Em que:

$s_{r,max}$ – Distância máxima entre fendas;

ε_{sm} – Extensão média das armaduras contabilizando a contribuição do betão tracionado;

ε_{cm} – Extensão média do betão entre fendas.

A parcela $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ é calculada a partir da equação:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \times \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq \frac{0.6\sigma_s}{E_s} \quad (35)$$

Onde:

σ_s – Tensão na armadura de tração considerando o betão fendilhado;

k_t – Coeficiente em função da duração do carregamento. Assume o valor 0.6 para curta duração e 0.4 para longa duração.

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê a formação das primeiras fendas, considerou-se valor igual a f_{ctm} ;

$\rho_{p,eff}$ – Densidade de armaduras na secção tracionada;

α_e – Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do betão $\left(\frac{E_s}{E_{cm}} \right)$;

E_s – Módulo de elasticidade do aço;

E_{cm} – Módulo de elasticidade do betão.

Por sua vez, a parcela $s_{r,max}$ é calculada a partir da expressão:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (36)$$

Em que:

c – É o recobrimento das armaduras;

ϕ – Diâmetro dos varões (caso existam varões com diferentes diâmetros na secção tracionada deve ser calculado um diâmetro equivalente com a expressão $\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$, onde n_i é número de varões com diâmetro ϕ_i);

k_1, k_2, k_3 e k_4 – coeficientes cujos valores se apresentam na Tabela 15.

Tabela 15 – Valores para os coeficientes , k_2 , k_3 e k_4 segundo a NP 1992-1-1[4].

Coeficientes	Valor
k_1	0.8 para varões de alta aderência 1.6 para varões de superfície lisa
k_2	0.5 para flexão pura 1.0 para tração pura
k_3	3.4
k_4	0.425

3.3.1.2 Estado limite de Deformação

A NP EN 1992-1-1 [4] estabelece que se deve limitar a deformação das estruturas de forma a que o seu funcionamento não seja afetado. Segundo a norma, a flecha de uma viga, laje ou consola deve ser limitada a um valor máximo de $L_{vão}/250$ para a Combinação Quase-Permanente de ações. No entanto, optou-se por limitar as flechas da estrutura ao valor mais corrente de $L_{vão} / 400$.

Para o cálculo da deformada a tempo infinito da estrutura utilizou-se a expressão (37)

$$\delta_{\infty} = (1 + \varphi)\delta_{t,0} \quad (37)$$

Onde:

δ_{∞} – Deformada a tempo infinito;

$\delta_{t,0}$ – Deformada instantânea;

φ – Fator de fluência, considerou-se 2.5.

3.4 Estado Limite Último de perda de equilíbrio

De acordo com a NP EN 1997-1 [20], as estruturas enterradas têm de verificar a segurança em relação ao levantamento hidráulico (UPL). Para tal, a equação de equilíbrio tem de ser verificada:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (38)$$

Em que:

$V_{dst;d}$ – Ações verticais destabilizantes: permanentes e variáveis;

$G_{stb;d}$ – Ações verticais permanentes estabilizantes;

R_d – Capacidade resistente adicional ao levantamento global.

Segundo o anexo nacional da norma [20], na verificação do estado limite de levantamento global devem-se ser aplicados coeficientes parciais para as ações (γ_f), que se apresentam na Tabela 16.

Tabela 16 – Coeficientes parciais para as ações para a verificação de UPL.

Ação		Símbolo	Valor
Permanente	Desfavorável	$\gamma_{G;d}$	1.0
	Favorável	$\gamma_{G;stb}$	0.9
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q;dst}$	1.5

Considerando de forma bastante conservativa o nível freático na superfície do terreno, apresentam-se na Tabela 17 as forças destabilizantes estimadas com base nos desenhos.

Tabela 17 - Forças destabilizantes para a verificação de UPL.

Zona	Altura de água (m)	Área (m ²)	Impulsão (kN)
Poço de queda	18.83	86.6	16307
Caixa de desvio de caudal	6.95	23.40	1626
	5.62	34.05	1914
Estacas	24.83	28.40	7052
		Total	26899

Na Tabela 18 apresenta-se a estimativa da soma das forças estabilizantes, que foram calculadas com base nos desenhos da geometria.

Tabela 18 – Forças estabilizantes para a verificação UPL.

Ação	Força (kN)
Peso próprio da estrutura	11594.00
Peso das estacas	15207.60
Solo sobre a estrutura	1144.18
Enchimentos	359.82
Total	27905.60

A resistência lateral das estacas (R_s), que se associa à parcela R_d , foi calculada com base no método descrito por Bourne-Webb, P no documento *EC7 & Pile ULS* [21] através das seguintes expressões:

$$R_s = \pi DLq_s \quad (39)$$

$$q_s = k_s \sigma'_{v,avg} \operatorname{tg} \phi' \quad (40)$$

Onde:

D – Diâmetro da estaca (m);

L – Comprimento das estacas (m);

q_s – Tensão resistente (kN/m²);

k_s – Coeficiente do solo;

$\sigma'_{v,avg}$ – Tensão horizontal média na estaca (kN/m²);

ϕ' – Angulo de atrito de cálculo do solo (°).

Com base na cortina de estacas secantes apresentada na Figura 10, equiparou-se a cortina de estacas a uma estaca com diâmetro de 12.1 m e comprimento de 24.43 m. Considerou-se também um coeficiente de solo igual ao coeficiente em repouso definido anteriormente ($k_0 = 0.43$).

$$q_s = 0.43 \times (21 - 10) \times \left(\frac{24.43}{2}\right) \times tg 35 = 40.46 \text{ kN/m} \quad (41)$$

$$R_s = \pi \times 12.1 \times 24.43 \times 40.46 = 35573.75 \text{ kN} \quad (42)$$

Com base na expressão (36):

$$26898.41 \text{ kN} \leq 0.9 \times 27905.6 + 35573.75 = 63479.35 \text{ kN} \quad (43)$$

Está, portanto, verificada a segurança em relação ao Estado Limite Último de levantamento hidráulico.

3.5 Combinações de ações

Na Tabela 19 apresenta-se o resumo das ações consideradas no dimensionamento da estrutura. Apresentam-se, ainda, os coeficientes de parciais γ_D e γ_F , respetivamente para situação em que a ação é desfavorável ou favorável, e os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 .

Tabela 19 – Coeficientes de majoração e redução das ações

		γ_D	γ_F	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ações Permanentes	Peso próprio	1.35	1.00	-	-	-
	Ações do terreno	1.50	1.00 / 0.0 ^(a)	-	-	-
	RCP	1.50	1.00 / 0.0 ^(a)	-	-	-
	Pressões hidrostáticas e subpressões	1.35	1.00	-	-	-
Ações Variáveis	LM1 - TS	1.50	0.00	0.75	0.75	0.00
	LM1 - UDP	1.50	0.00	0.40	0.40	0.00
	LM2	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	SC ferroviárias	1.50	0.00	0.80	0.60	0.40 / 0.0 ^(b)
	SC impulsos de terras	1.50	0.00	0.60	0.40	0.20 / 0.0 ^(b)
	Ação da água no interior da estrutura	1.00	0.00	-	-	-
	Sismo	1.00	0.00	-	-	-

^(a) Nos casos favoráveis; ^(b) Para a combinação sísmica.

Na Tabela 20 apresentam-se os coeficientes parciais de cada ação utilizados para as diferentes combinações de cálculo.

Tabela 20 – Coeficientes utilizados em cada combinação de carga.

Combinção Ação	Estado Limite Último						Estado Limite de Utilização	
	ELU01	ELU02	ELU03	ELU04	SIS01	AC01	CQP01	FRQ01
Peso próprio	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
Ações do terreno	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
RCP	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
Pressões hidrostáticas e subpressões	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
LM1 - TS	1.50	1.13	-	-	-	-	-	-
LM1 - UDP	0.60	1.50	-	-	-	-	-	-
LM2	-	-	1.50	-	-	-	-	-
SC ferroviárias	-	-	-	1.50	-	-	0.40	0.60
SC impulsos de terras	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
Ação da água no interior da estrutura	-	-	-	-	-	1.00	-	-
Sismo	-	-	-	-	1.00	-	-	-

4 Modelo de Cálculo

A estrutura do poço de interceção apresenta uma geometria complexa, pelo que é difícil utilizar métodos simplificados para analisar o comportamento global da mesma. Recorrendo a programas de cálculo automático que permitem a modelação estrutural por elementos finitos, é possível simular, de forma aproximada, o comportamento da estrutura.

Como anteriormente referido, no decorrer desta dissertação utilizou-se o programa de cálculo automático *SAP2000* para modelar a estrutura. Dada a geometria da estrutura, utilizaram-se elementos finitos do tipo casca (*shell*) com espessuras e propriedades materiais iguais às referidas no capítulo 2.

O primeiro passo consistiu na modelação tridimensional com objetos do tipo superfície (*surface*) em *AutoCAD*, onde se aproximaram todos os elementos estruturais à sua linha média. De seguida, foi utilizada a opção *meshoptions* e gerada uma malha de superfícies. Esta malha é por sua vez exportada para *SAP2000* tornando-se a base da modelação em elementos finitos.

Apresentam-se na Figura 18 as imagens do modelo tridimensional de elementos finitos, conforme foi modelado no programa *SAP2000*.

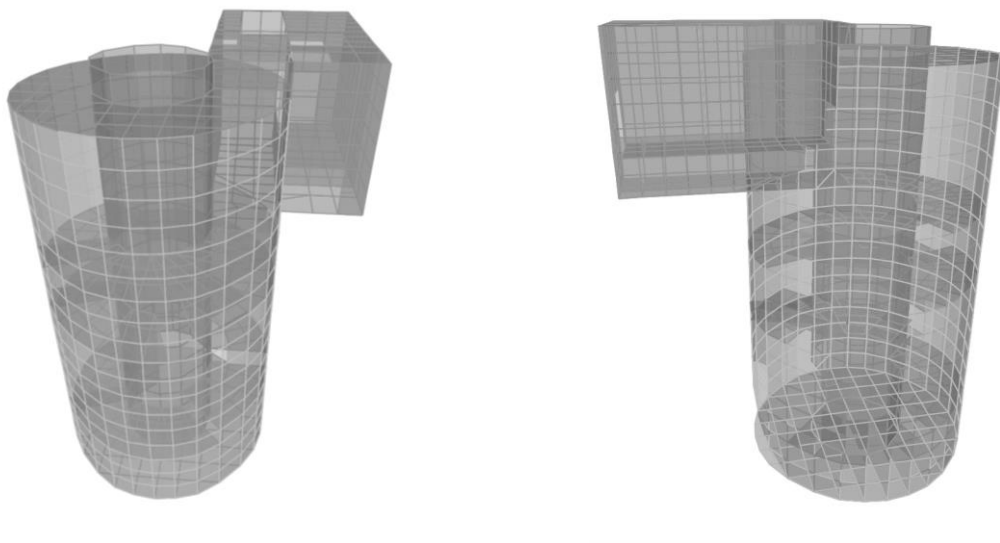


Figura 18 – Modelo tridimensional de elementos finitos do poço de interceção.

Quanto ao túnel mineiro, optou-se por criar um modelo de elementos finitos com base em elementos tipo barra com 1 metro de largura.

O primeiro passo consistiu em reduzir a secção transversal do mineiro à sua linha média. Como se trata de uma secção curva, foi necessário simplificar a geometria, dividindo o traçado curvo em diversos segmentos retos. Apresenta-se na Figura 19 a imagem do modelo plano do túnel mineiro.

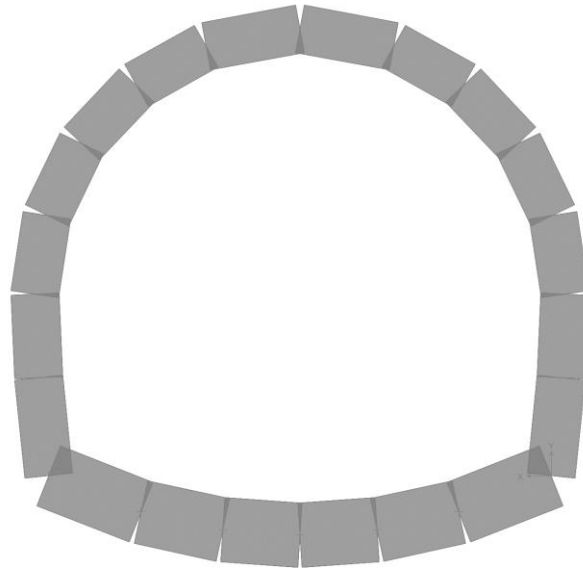


Figura 19 – Modelo plano de elementos finitos do túnel mineiro.

4.1 Definição do modelo

Como anteriormente mencionado, a estrutura do poço apresenta uma geometria complexa, nomeadamente geometria curva, pelo que não foi possível obter uma malha regular de elementos quadriláteros de 4 nós na sua totalidade. Neste sentido, tornou-se necessário adotar uma malha não regular de elementos quadrangulares e triangulares. Assim, devido à existência dos elementos não regulares, alguns resultados podem ser menos representativos da realidade.

Dada a geometria da estrutura, é impossível orientar todos os elementos finitos de forma que fossem compatíveis. Optou-se, então, por orientar os elementos finitos do tipo casca de forma que o eixo normal ficasse orientado para o exterior da estrutura. No caso particular dos degraus, optou-se por apontar o eixo normal na direção positiva do eixo Z.

A estrutura encontra-se continuamente apoiada no solo, tanto na laje de fundo como nas paredes exteriores, pelo que é necessário modelar o comportamento do solo de modo a simular o confinamento da estrutura. Para este efeito, utilizou-se o método de Winkler, que permite simular o comportamento elástico do solo a partir de molas com comportamento linear, considerando assim que a reação do solo é o produto entre o módulo de reação do solo com a deformada a que este está sujeito. O módulo de reação do solo foi calculado pelo método de Vesic (1961) a partir da expressão:

$$k_s = \frac{0.65E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \times \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \quad (44)$$

Onde:

k_s – Módulo de reação do solo (kN/m/m);

E_s e E_f – Módulo de elasticidade do solo e viga de fundação (MPa);

ν_s – Módulo de Poisson do solo;

I_f - Momento de inércia da viga (m^4);

B – Largura da viga de fundação (m).

Na Tabela 21 apresentam-se os parâmetros de cálculo para o módulo de reação do solo.

Tabela 21 – Parâmetros para o cálculo do módulo de reação do solo.

Parâmetro	Poço	Túnel
E_s (MPa)	100	100
E_f (MPa)	35000	35000
B (m)	1.00	1.00
I_f (m^4)	0.04	0.01
ν_s	0.25	0.25
k_s (kN/m)	55347	62460

As molas foram colocadas no modelo a partir da opção *area springs*, com rigidez de 55000 kN/m/m na laje de fundação da estrutura do poço e molas com uma rigidez $35000 \text{ kN/m/m}^2 \left(\frac{2}{3}k_s\right)$ para as paredes do poço e para caixa de desvio de caudal.

No caso do modelo do túnel, as molas foram simuladas a partir de *line springs* com rigidez de compressão de 66000 kN/m/m.

Após a definição da geometria, dos materiais e das condições de apoio efetuou-se a análise modal de forma a conhecer quais os modos de vibração e períodos fundamentais da estrutura. Apresenta-se na Tabela 22 o resultado da análise modal da estrutura.

Tabela 22 – Análise modal do poço de interceção.

Modo de vibração	Período (s)	$\Sigma\%$ Participação de massa segundo eixo X	$\Sigma\%$ Participação de massa segundo eixo Y
1º	0.11	0.00	0.01
2º	0.07	0.07	0.57
3º	0.07	0.55	0.69
4º	0.05	0.62	0.74
5º	0.04	0.69	0.76
6º	0.04	0.76	0.80
7º	0.03	0.82	0.80
8º	0.03	0.86	0.83
9º	0.03	0.89	0.83
10º	0.02	0.89	0.84

Comparando os períodos fundamentais da estrutura com a Figura 17, verifica-se que o sismo condicionante é o sismo do tipo 2, pois para períodos baixos o espectro do sismo tipo 2 apresenta maiores valores de aceleração.

As ações introduzidas no modelo foram as descritas no Capítulo 3. Para tal criaram-se diferentes padrões de carga (*Load patterns*) e a cada um foi associada uma carga do modelo. Após a criação dos

padrões de carga definiram-se as diferentes combinações (*Load combinatios*), utilizando os coeficientes parciais definidos na Tabela 20.

No caso da ação sísmica, uma vez que a NP EN 1998-1 [15] prevê que os esforços desta devem resultar da combinação das duas componentes horizontais da ação. Para que tal fosse possível, no modelo, criaram-se padrões de carga distintos para a ação sísmica segundo o eixo X e Y. A combinação das componentes horizontais foi feita seguindo as seguintes expressões:

$$E_{Edx} + 0.30E_{Edy} \quad (45)$$

$$0.30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (46)$$

Onde:

E_{Edx} – Esforços da ação sísmica segundo o eixo X da estrutura;

E_{Edy} – Esforços da ação sísmica segundo o eixo Y da estrutura.

A variável E_{Edx} é composta pela ação aceleração espectral, segundo o eixo X da estrutura, e pelo incremento de tensões no solo devido à ação do sismo segundo o eixo X da estrutura. Salienta-se que só se introduziu no modelo de cálculo a ação do sismo do tipo 2, uma vez que se verificou que é a ação condicionante.

Com as combinações definidas criou-se um envelope de combinações (*Load envelope*) para todas as combinações ELU de forma a permitir uma análise mais rápida dos esforços.

Considerou-se para a obtenção dos esforços, um modelo simplificado em que as cargas são aplicadas simultaneamente, desprezando o efeito do faseamento construtivo, dada a preponderância dos carregamentos horizontais resultantes dos efeitos do terreno e da ação do sismo.

5 Verificação de segurança

Neste capítulo será efetuada a verificação de segurança estrutural do poço de queda em relação aos Estados Limites Últimos (ELU) e aos Estados Limites de Serviço (ELS), de acordo com a NP EN 1990:2009 [3].

Relativamente aos ELU serão efetuadas análises da rotura das secções com base na Combinação Fundamental e na Combinação Sísmica.

Em relação aos ELS serão efetuadas as verificações do controlo de fendilhação e da deformada, com base na Combinação Quase-Permanente de ações.

5.1 Caixa de desvio de caudal

De forma a facilitar a análise dos esforços na estrutura da caixa de desvio de caudal, separou-se a apresentação de resultados pelos seguintes elementos: laje de cobertura, paredes, pilar e laje de fundo.

5.1.1 Laje de cobertura

5.1.1.1 Estados Limites Últimos

Apresentam-se na Figura 20 e Figura 21 os diagramas de esforços condicionantes para as para o dimensionamento da armadura de flexão. O diagrama de momentos M_{11} corresponde aos momentos em torno do eixo 2 dos elementos (representado a verde nas imagens) enquanto que o diagrama de momentos M_{22} corresponde aos momentos em torno do eixo 1 dos elemento (representado a vermelho nas imagens).

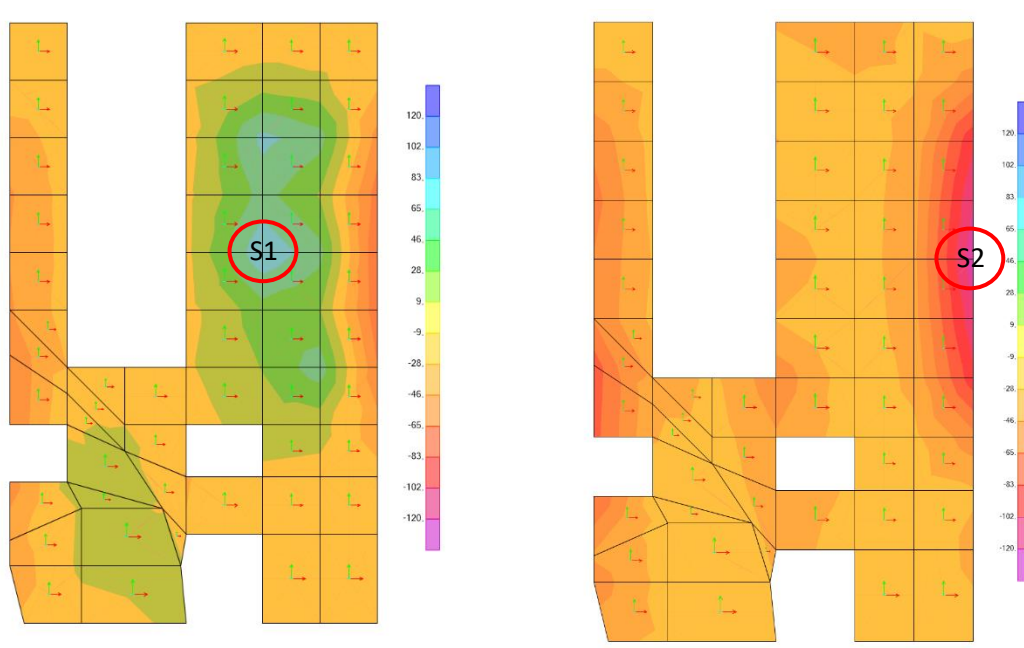


Figura 20 – Diagrama de momentos M_{11}^{max} (esquerda) e M_{11}^{min} (direita), laje de cobertura da CDC, envolvente ELU (kNm/m).

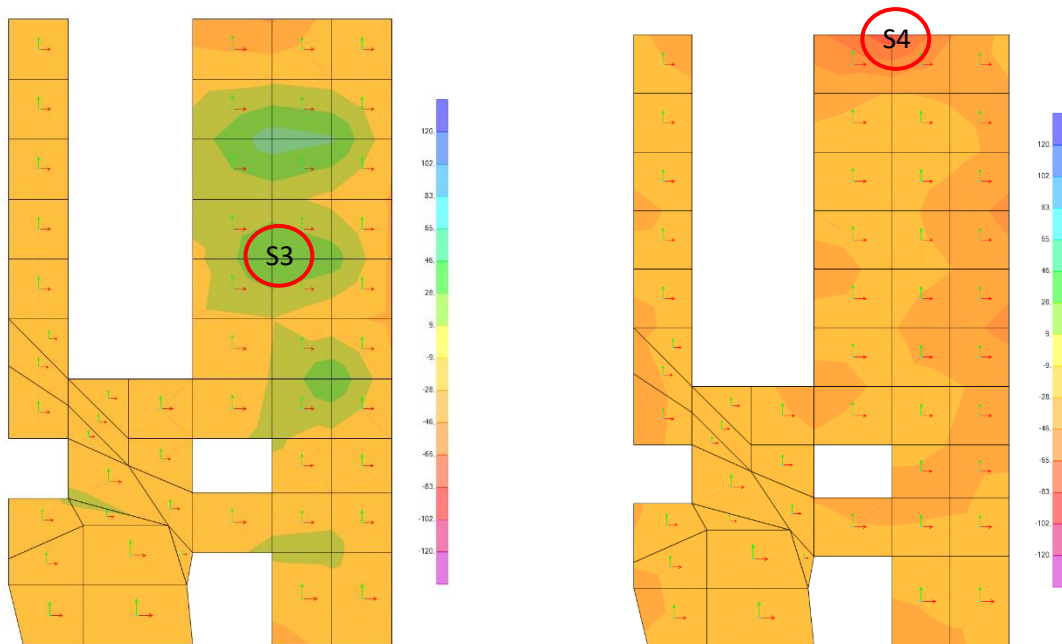


Figura 21 – Diagrama de momentos M_{22}^{max} (esquerda) e M_{22}^{min} (direita), laje de cobertura da CDC, envolvente ELU (kN/m).

Na Figura 22 apresenta-se o diagrama de esforços normais N_{11} e N_{22} , verifica-se que de forma geral a laje de cobertura encontra-se comprimida, pelo que se procedeu à verificação da flexão simples.

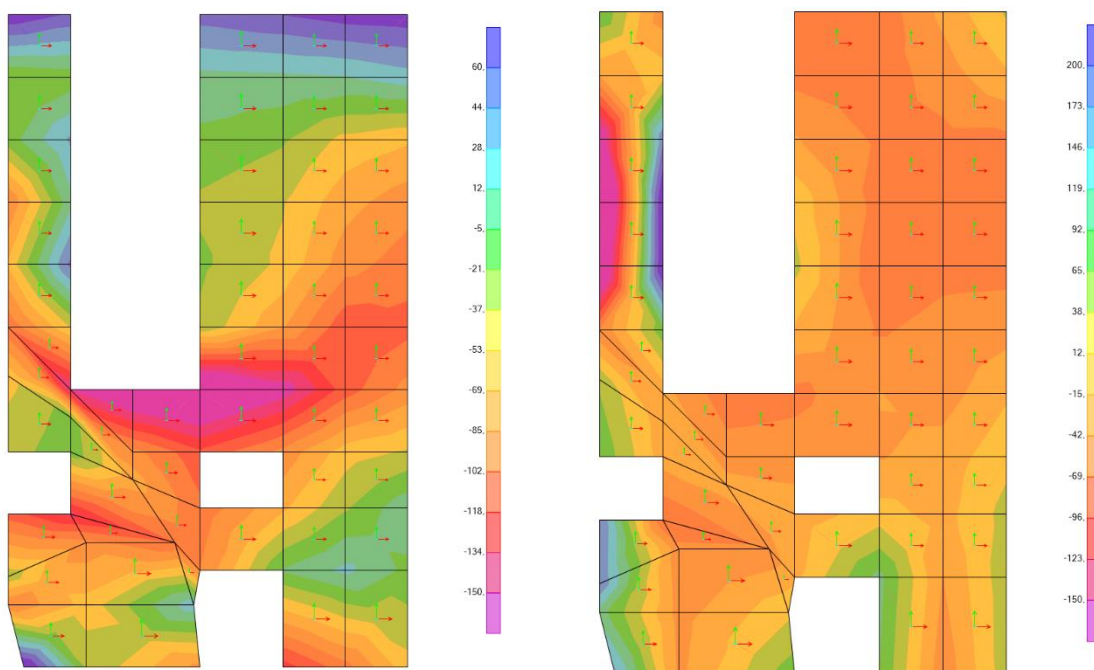


Figura 22 – Diagrama de esforços normais F_{11}^{max} (esquerda) e F_{22}^{max} (direita), laje de cobertura da CDC, envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 23 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras de flexão simples da laje de cobertura da caixa de desvio de caudal. A armadura mínima de flexão ($A_{s,min}$) foi calculada segundo os requisitos da NP EN 1992-1-1 [4] a partir da expressão:

$$A_{s,min} = \frac{0.26df_{ctm}}{f_{yk}} \quad (47)$$

Onde:

d – Altura útil da secção (m);

f_{ctm} – Tensão média de rotura do betão à tração (MPa);

f_{yk} – Tensão de rotura característica do aço (MPa).

Tabela 23 – Dimensionamento da armadura de flexão, laje de cobertura da CDC.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S1	0.25	55	-55	0.038	0.039	5.25	4.16	$\phi 12//0.15$ (7.54 cm ² /m)
1	S2	0.25	-100	-100	0.069	0.073	9.83	4.16	$\phi 16//0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S3	0.25	20	-50	0.014	0.014	1.86	4.16	$\phi 12//0.15$ (7.54 cm ² /m)
2	S4	0.25	-50	-50	0.034	0.036	4.76	4.16	$\phi 12//0.15$ (7.54 cm ² /m)

Na Figura 23 apresenta-se o diagrama de esforços transversos V_{12} e V_{23} .

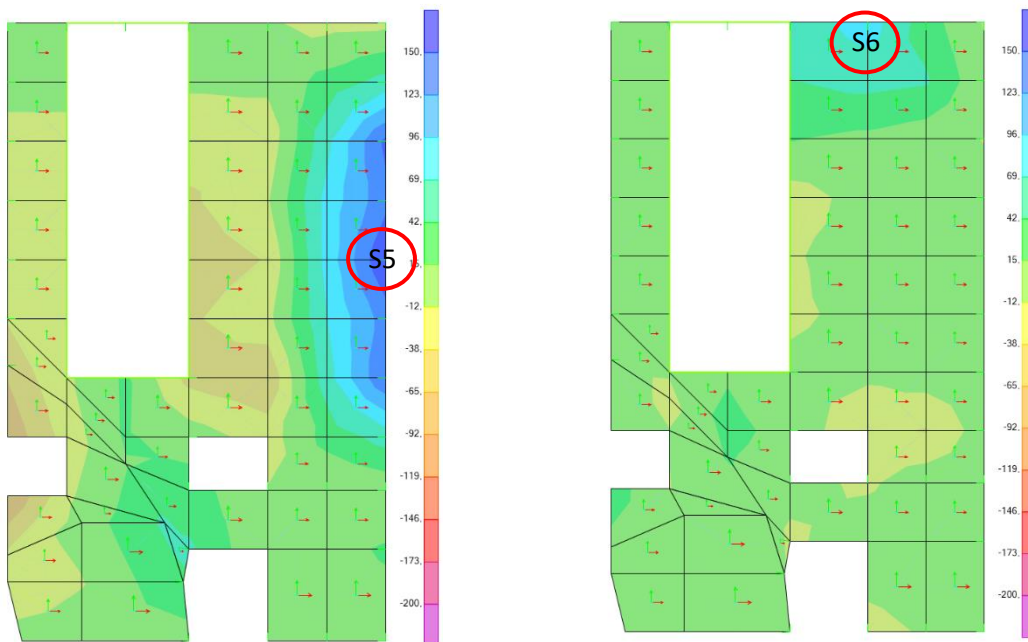


Figura 23 – Diagrama de esforços transversos V_{13} (esquerda) e V_{23} (direita), laje de cobertura da CDC, envolvente ELU (kN/m).

De acordo com a NP 1992-1-1 [4], não é necessário dimensionar armaduras de esforço transverso, para as secções de betão, caso o valor do esforço transverso atuante (V_{Sd}) seja inferior ao valor de cálculo da resistência ao esforço transverso, da secção de betão, sem armadura de esforço transverso ($V_{Rd,c}$).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_wd \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_wd \quad (48)$$

Em que:

$C_{Rd,c}$ e k_1 – Coeficientes definidos na NP 1992-1-1 [4];

k – Coeficiente calculado pela expressão (49) ;

ρ_1 – Taxa de armadura tracionada;

f_{ck} – Tensão de rotura característica do betão (MPa);

k_1 – Fator de redução, toma o valor 0.15;

σ_{cp} – Tensão atuante no betão (MPa);

b_w – Menor largura da secção transversal do elemento de betão, na zona tracionada (mm);

d – Altura útil da secção (mm);

v_{min} – Coeficiente calculado pela expressão (50).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (49)$$

$$v_{min} = 0.0035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (50)$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min}b_wd \quad (51)$$

Conservativamente, uma vez que os elementos estruturais se encontram comprimidos pelas ações, ignorou-se a parcela relativa tensão do betão (σ_{cp}). Na Tabela 24 apresenta-se o resumo da verificação da resistência do betão sem armadura de esforço transversal. Verifica-se que a esforço atuante a uma distância $z \cot \theta$ é inferior à capacidade resistente do elemento, estando assim verificada a segurança.

Tabela 24 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, na parede da CDC.

Secção	d (m)	$V_{sd}(z \cot \theta)$ (kN/m)	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	v_{min}	$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
S5	0.25	140	0.12	1.89	0.005	0.54	134.98	151.01
S6	0.25	75	0.12	1.89	0.003	0.54	134.98	124.67

5.1.1.2 Estados Limite de Serviço

Apresentam-se na Figura 24 e na Figura 25 os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas. Na Tabela 25 apresenta-se o resumo do cálculo da abertura de fendas, feito de acordo com os critérios definidos no capítulo 3.3.1.1 da dissertação.

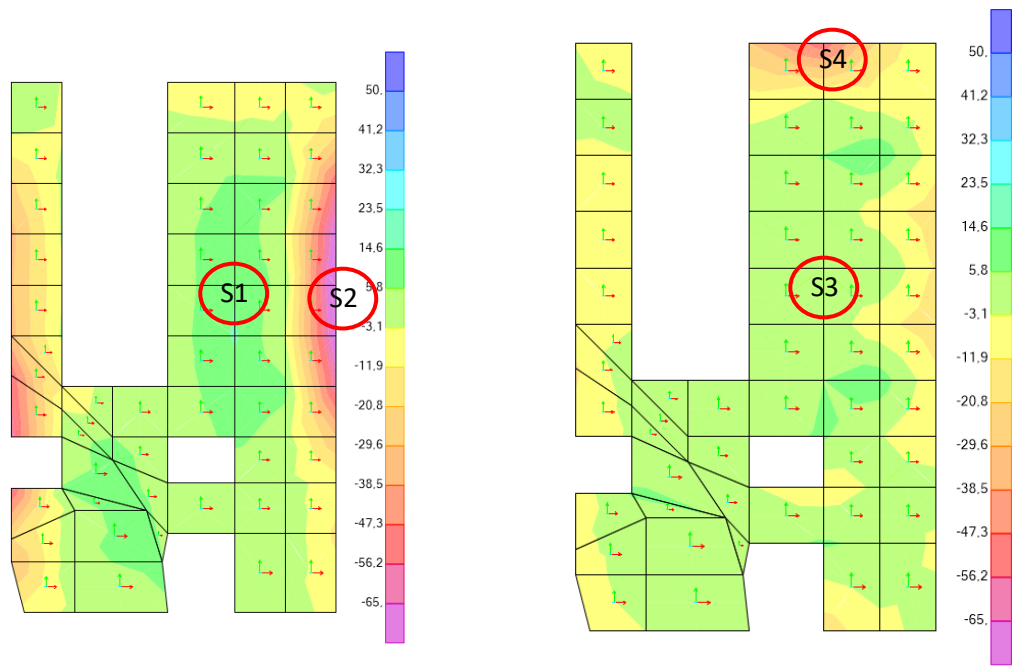


Figura 24 – Diagrama de momentos M_{11} (esquerda) e M_{22} (direita), laje de cobertura da CDC, combinação CQP (kNm/m).

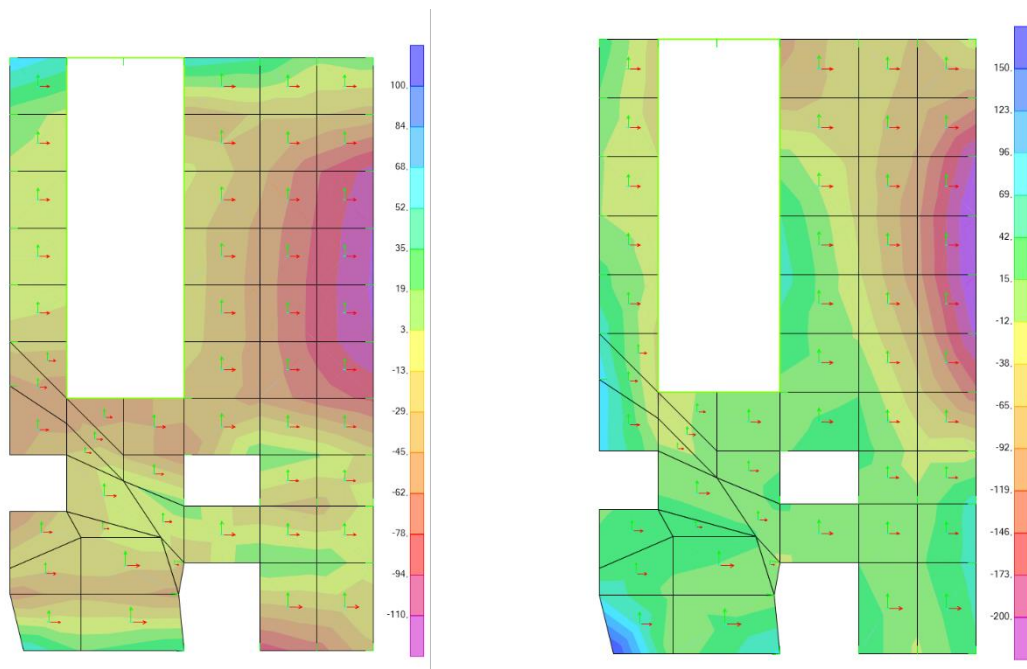


Figura 25 – Diagrama de esforços normais F_{11} (esquerda) e F_{22} (direita), laje de cobertura da CDC, combinação CQP (kN/m).

Tabela 25 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.

Direção	Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,max}$ (mm)
1	S1	15	-50	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.3
1	S2	-65	-100	$\phi 16//0.15$	183.5	6.9	0.06	0.3
2	S3	5	-40	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.3
2	S4	-40	-55	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.3

Verifica-se que para a combinação quase-permanente de ações, a abertura de fendas é inferior ao limite de 0.3 mm, pelo que está verificada a segurança em relação ao estado limite de abertura de fendas.

Com base na deformação da estrutura calculada pelo programa de cálculo, observa-se que a deformada instantânea a meio vão da laje é praticamente nula (valores inferiores a 0.1 mm) pelo que está verificada a segurança em relação ao estado limite de deformação.

5.1.2 Vigas da cobertura

5.1.2.1 Estados Limites Últimos

Apresentam-se na Figura 26 os diagramas de esforços condicionantes para as para o dimensionamento da armadura de flexão da viga de cobertura, se secção 0.30x0.65 m². Na Tabela 26 apresenta-se os cálculos para o dimensionamento da armadura de flexão.

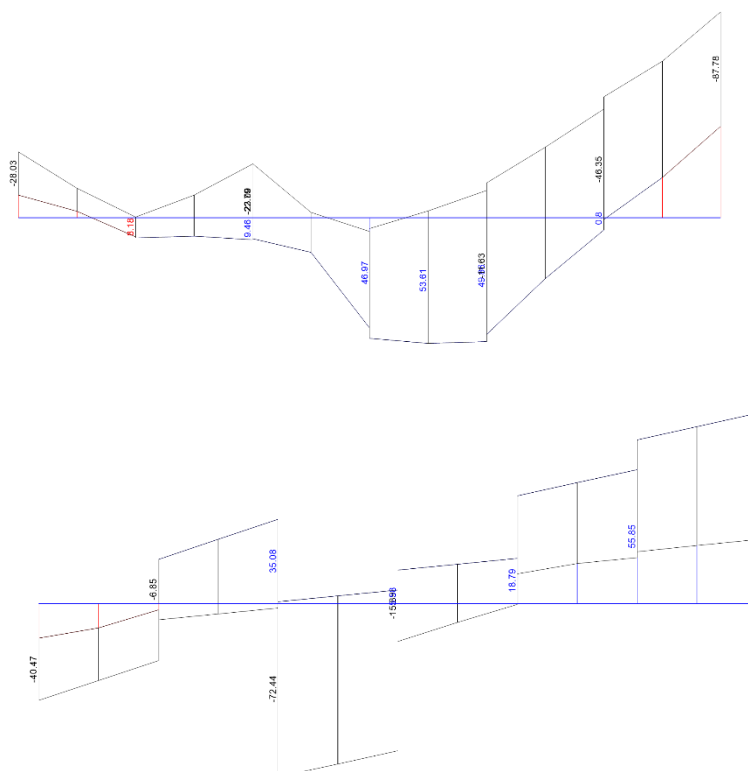


Figura 26 – Diagrama de momentos M_{33} (cima) e V_{22} (baixo), viga de cobertura da CDC, envolvente ELU (kNm) e (kN)

Tabela 26 – Dimensionamento da armadura de flexão, viga de cobertura da CDC.

Face	b (m)	d (m)	M_{sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
Superior	0.30	0.59	-88	0.031	0.031	3.41	3.22	2 ϕ 16 (4.02 cm ²)
Inferior	0.30	0.59	54	0.019	0.020	2.14	3.22	3 ϕ 12 (3.39 cm ²)

De acordo com o modelo de cálculo, o esforço transversal máximo é de 80 kN. A partir da equação (52) verifica-se que a resistência dos estribos $\phi 8//0.15$ (6.7 cm²/m) é superior ao esforço atuante.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s,w}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot g \theta = 268.05 \text{ kN} \quad (52)$$

Em que:

$\frac{A_{s,w}}{s}$ – Área dos estribos por unidade de comprimento;

z – Braço entre a biela e o tirante, considerou-se $0.9 \times d$;

f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência dos estribos (435 MPa);

θ – Ângulo das bielas comprimidas.

De acordo com [4] os valores limites ângulo θ devem ser limitados de acordo com a expressão (53)

$$1 \leq \cot g \theta \leq 2.5 \quad (53)$$

A expressão anterior limite o ângulo θ a valores entre 21.6° e 45°. Dado que o elemento em análise se trata de uma viga não se considerou os efeitos do esforço normal, pelo que se considerou o valor intermédio de 30°.

5.1.2.2 Estados Limite de Serviço

Apresenta-se na Figura 27 e o diagrama de esforços condicionante para o cálculo da abertura de fendas.

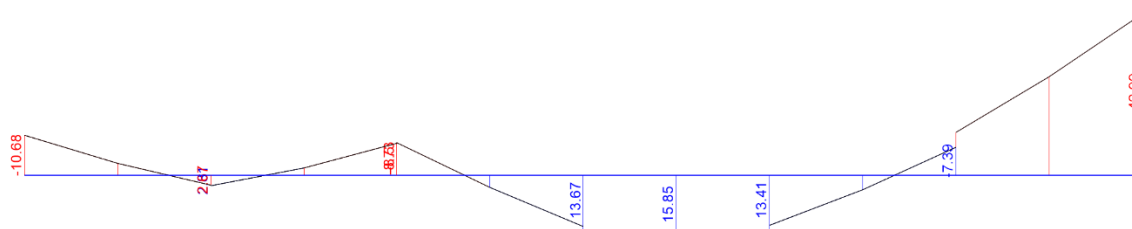


Figura 27 – Diagrama de momentos M_{33} , viga de cobertura da CDC, combinação CQP (kNm).

Uma vez que os momentos atuantes para a combinação quase-permanente de ações são inferiores ao momento de fendilhação (M_{cr}) calculado segundo a expressão (54) da secção, não ocorre abertura de fendas na viga, pelo que está verificada a segurança.

$$M_{cr} = f_{ctm} \times w = 67.6 \text{ kNm} \quad (54)$$

Com:

f_{ctm} – Tensão de rotura média do betão à compressão (3.2 MPa);

w – Módulo de resistência à flexão da secção ($\frac{bh^2}{6} = 0.021$).

5.1.3 Paredes

5.1.3.1 Estados Limites Últimos

Na Figura 28 e Figura 29 apresenta-se os diagramas de momentos condicionantes para o dimensionamento da armadura de flexão das paredes da caixa de desvio de caudal.

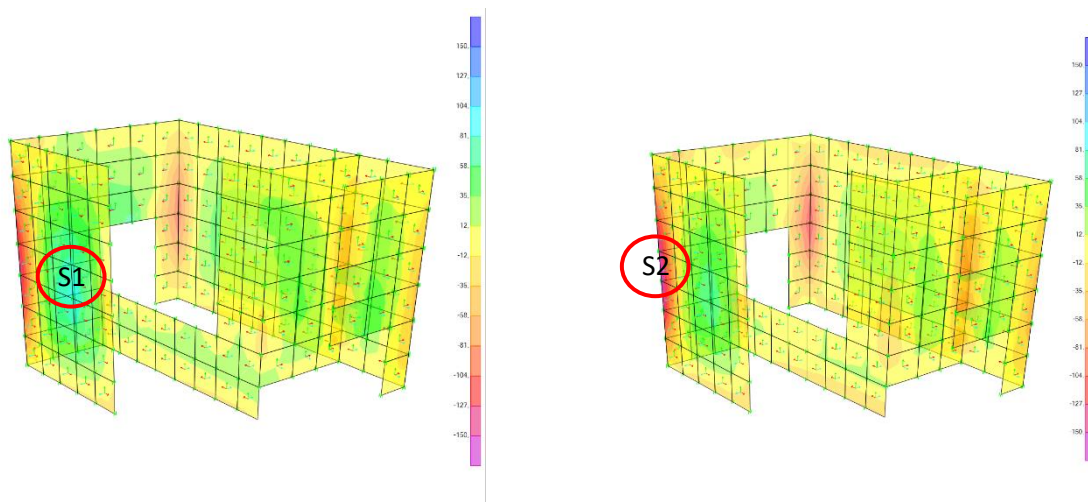


Figura 28 – Diagrama de momentos M_{11}^{max} (esquerda) e M_{11}^{min} (direita), paredes da CDC, envolvente ELU (kNm/m).

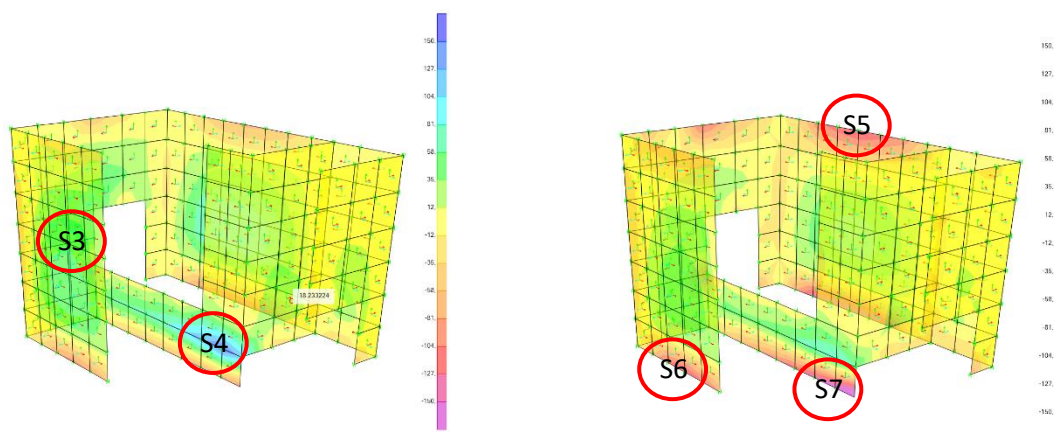


Figura 29 – Diagrama de momentos M_{22}^{max} (esquerda) e M_{22}^{min} (direita), paredes da CDC, envolvente ELU (kNm/m).

Na Figura 30 apresenta-se o diagrama de esforços normais máximos nas paredes da caixa de desvio de caudal. Nas zonas onde o esforço normal é negativo (compressão) procedeu-se à verificação da flexão simples enquanto nas zonas onde o esforço é positivo (tração) procedeu-se a verificação da flexão composta.

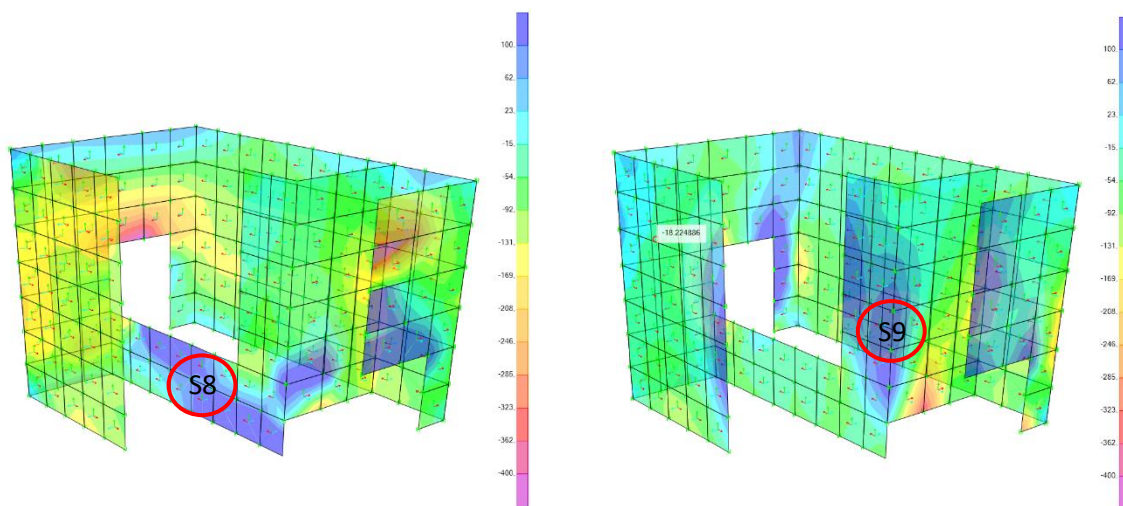


Figura 30 – Diagrama de esforços normais F_{11}^{max} (esquerda) e F_{22}^{max} (direita), paredes da CDC, envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 27 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas comprimidas das paredes da caixa de desvio de caudal.

Tabela 27 – Dimensionamento da armadura de flexão das paredes da CMD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S1	0.25	90	-100	0.062	0.066	8.79	4.16	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
1	S2	0.25	-130	-180	0.089	0.097	13.02	4.16	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S3	0.25	75	-20	0.052	0.054	7.25	4.16	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S4	0.45	144	-37	0.031	0.031	7.58	7.49	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S5	0.25	-120	-50	0.082	0.089	11.94	4.16	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S6	0.25	-115	-105	0.079	0.085	11.41	4.16	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S7	0.45	-150	-37	0.032	0.033	7.91	7.49	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)

Na Tabela 28 apresenta-se o dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas tracionadas da parede, considerando os ábacos de flexão composta em secções retangulares de [22].

Tabela 28 – Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas das paredes da CMD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	v	ω_{tot}	$A_{s,tot}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
2	S8	0.45	20	200	0.003	0.017	0.05	13.39	7.49	$\phi 16//0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S9	0.25	3	150	0.001	0.021	0.05	8.04	4.16	$\phi 16//0.15$ (13.40 cm ² /m)

Na Figura 31 apresenta-se o diagrama de esforços transversos condicionantes para a verificação de segurança ao esforço transversal das paredes.

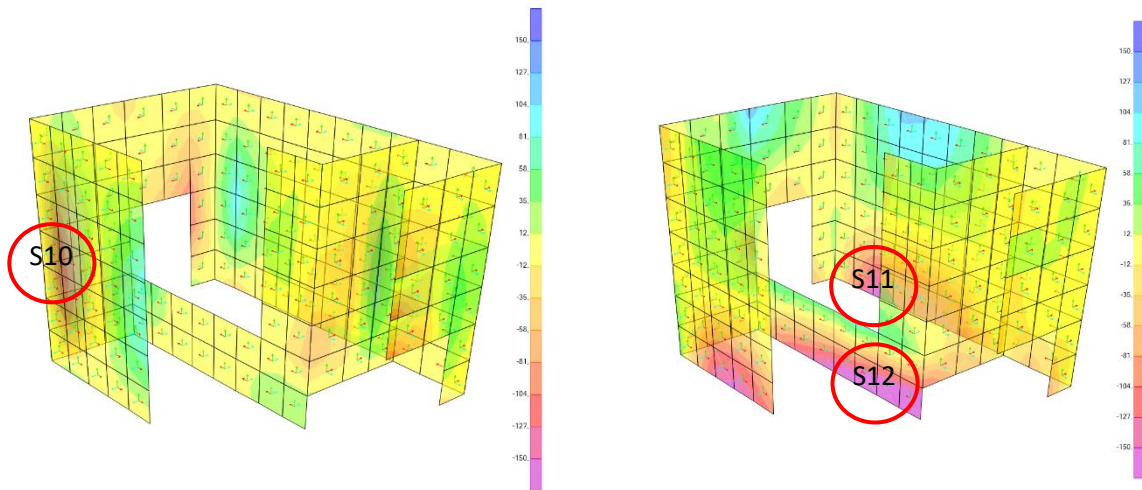


Figura 31 – Diagrama de esforços transversos V_{13} (esquerda) e V_{23} (direita), parede da CDC, envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 29 apresenta-se o resumo da verificação da resistência do betão sem armadura de esforço transversal. Verifica-se que a esforço atuante a uma distância $z \cot \theta$ é inferior à capacidade resistente do elemento, estando assim verificada a segurança.

Tabela 29 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, nas paredes CDC.

Secção	d (m)	$V_{Sd}(z \cot \theta)$ (kN/m)	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	v_{min}	$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
S10	0.25	80	0.12	1.89	0.005	0.54	134.98	151.01
S11	0.25	130	0.12	1.89	0.005	0.54	134.98	151.01
S12	0.45	90	0.12	1.67	0.003	0.45	200.49	196.59

5.1.3.2 Estados Limite de Serviço

Apresentam-se na Figura 32 e na Figura 33 os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas e na Tabela 30 apresenta-se o resumo do ser cálculo.

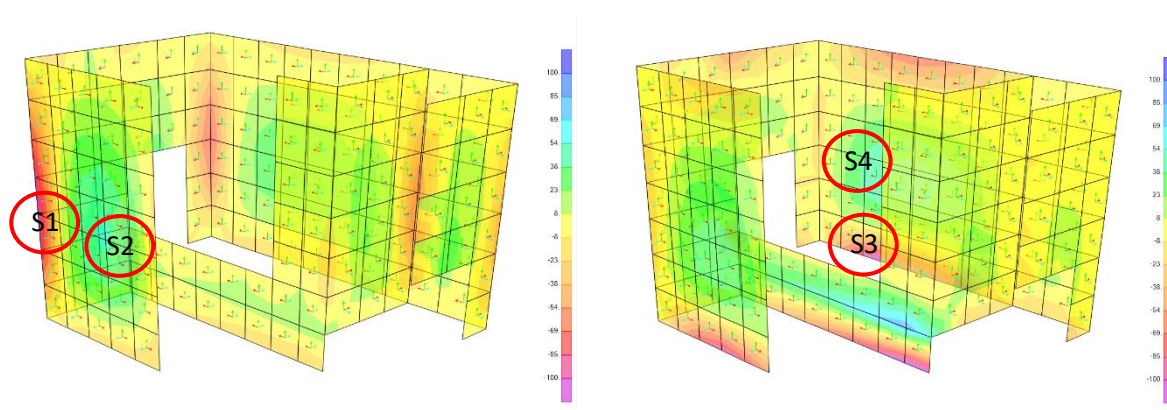


Figura 32 – Diagrama de momentos M_{11} (esquerda) e M_{22} (direita), paredes da CDC, combinação CQP (kNm/m).

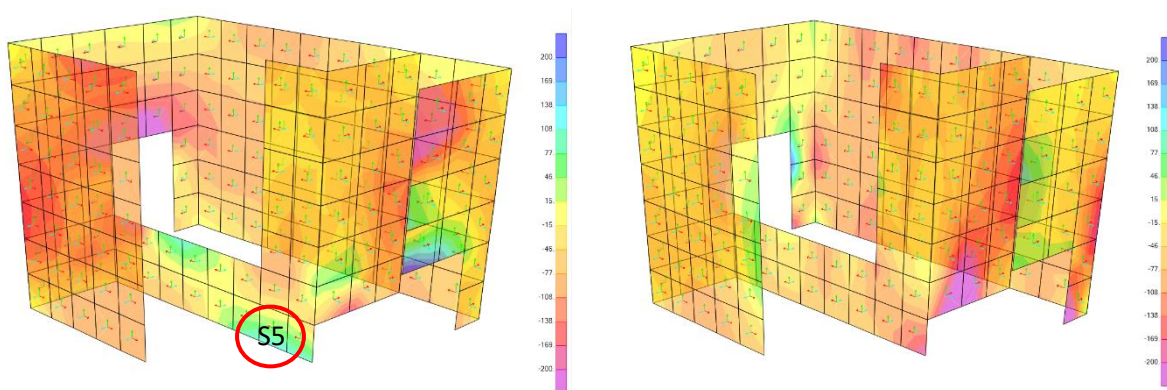


Figura 33 – Diagrama de esforços normais F_{11} (esquerda) e F_{22} (direita), paredes da CDC, combinação CQP (kN/m).

Tabela 30 – Resumo do cálculo da abertura de fendas (esforço normal negativo para compressão).

Direção	Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,máx}$ (mm)
1	S1	-80	-100	$\phi 16//0.15$	227.4	8.3	0.17	0.20
1	S2	55	-90	$\phi 16//0.15$	150.3	5.7	0.11	0.20
2	S3	-67	-110	$\phi 16//0.15$	185.6	7.1	0.14	0.20
2	S4	57	-100	$\phi 16//0.15$	153.2	6.0	0.12	0.20
1	S5	20	90	$\phi 16//0.15$	-	-	-	0.20

Verifica-se que para a combinação quase-permanente de ações, a abertura de fendas é inferior ao limite de 0.2 mm, pelo que está verificada a segurança em relação ao estado limite de abertura de fendas.

5.1.4 Laje de fundo

5.1.4.1 Estados Limites Últimos

Na Figura 34 e Figura 35 apresenta-se os diagramas de momentos condicionantes para o dimensionamento da armadura de flexão da laje de fundo da caixa de desvio de caudal.

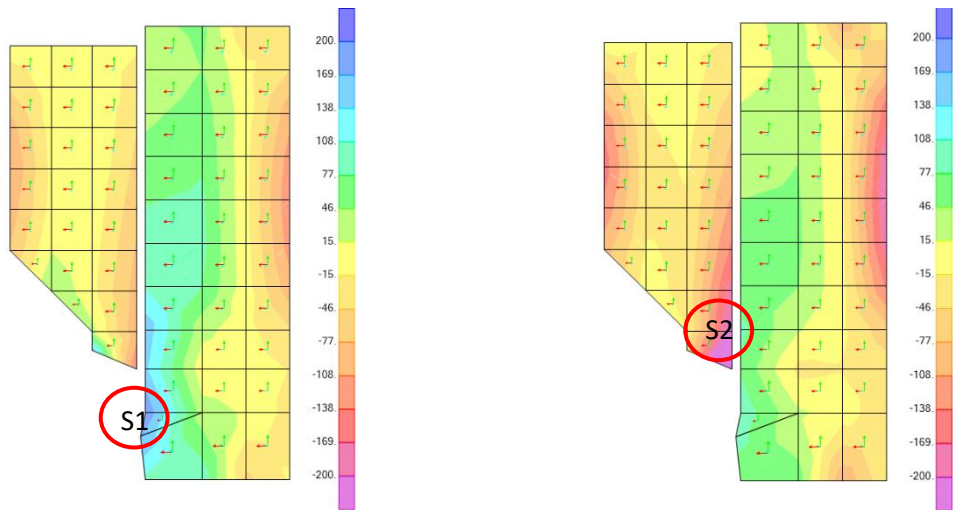


Figura 34 – Diagrama de momentos M_{11}^{max} (esquerda) e M_{11}^{min} (direita), laje de fundo da CDC, envoltive ELU (kNm/m).

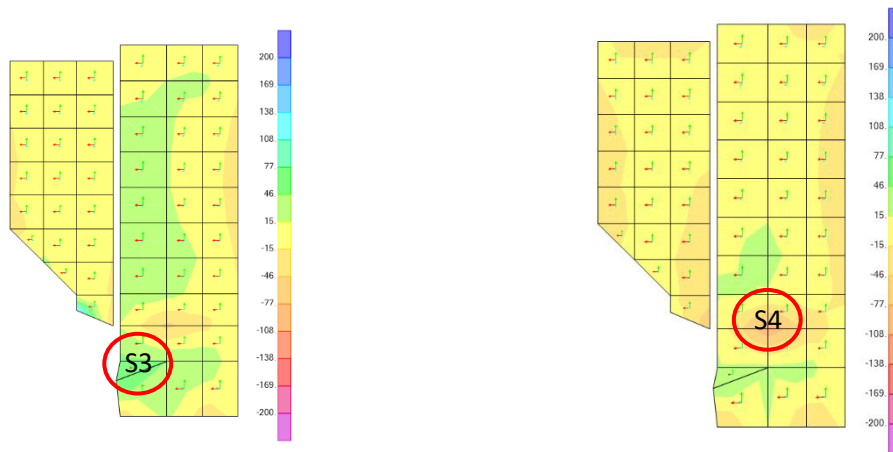


Figura 35 – Diagrama de momentos M_{22}^{max} (esquerda) e M_{22}^{min} (direita), laje de fundo da CDC, envoltive ELU (kNm/m).

Na Figura 36 apresenta-se o diagrama de esforços normais máximos na laje de fundo da caixa de desvio de caudal. Nas zonas onde o esforço normal é negativo (compressão) procedeu-se à verificação da flexão simples enquanto nas zonas onde o esforço é positivo (tração) procedeu-se a verificação da flexão composta.

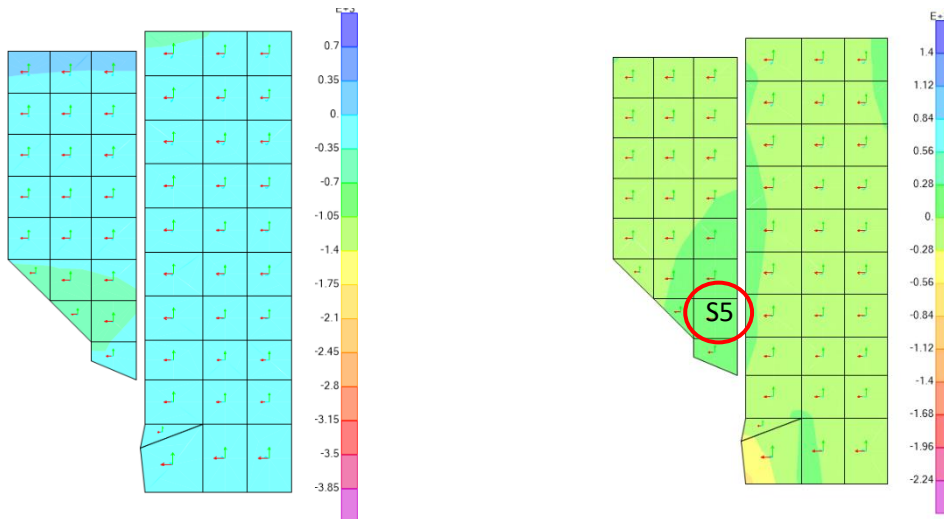


Figura 36 – Diagrama de esforços normais F_{11}^{max} (esquerda) e F_{22}^{max} (direita), laje de fundo da CDC, envoltório ELU (kN/m).

Na Tabela 31 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas comprimidas da laje de fundo da caixa de desvio de caudal.

Tabela 31 – Dimensionamento da armadura de flexão da laje de fundo da CMD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S1	0.35	140	-150	0.067	0.071	11.44	4.99	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
1	S2	0.35	-162	-250	0.077	0.083	13.37	4.99	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S3	0.35	66	-20	0.031	0.032	5.22	4.99	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S4	0.35	-100	-37	0.048	0.050	8.03	4.99	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)

Na Tabela 32 apresenta-se o dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas tracionadas da parede, considerando os ábacos de flexão composta em secções retangulares de [22].

Tabela 32 - Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas da laje de fundo da CMD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	v	ω_{tot}	$A_{s,tot}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
2	S5	0.35	25	240	0.007	0.026	0.050	13.39	7.49	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)

Na Figura 37 apresenta-se o diagrama de esforços transversos condicionantes para a verificação de segurança ao esforço transversal da laje de fundo.

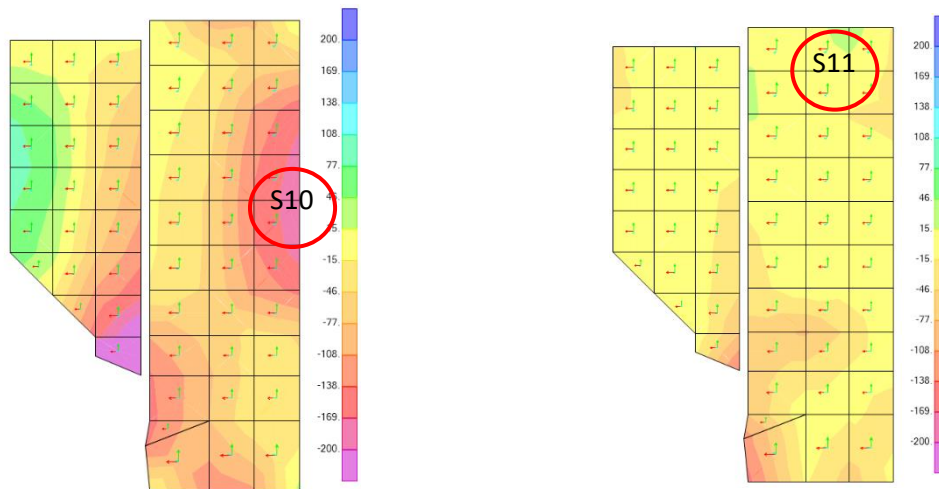


Figura 37 – Diagrama de esforços transversos V_{13} (esquerda) e V_{23} (direita), parede da CDC, envoltiva ELU (kN/m).

Na Tabela 33 apresenta-se o resumo da verificação da resistência do betão sem armadura de esforço transverso. Verifica-se que a esforço atuante a uma distância $z \cot \theta$ é inferior à capacidade resistente do elemento, estando assim verificada a segurança.

Tabela 33 - Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transverso, laje de fundo CDC.

Secção	d (m)	$V_{sd}(z \cot \theta)$ (kN/m)	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	v_{min}	$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
S10	0.25	80	0.12	1.89	0.004	0.51	177.43	181.21
S11	0.25	150	0.12	1.89	0.004	0.51	177.43	181.21

5.1.4.2 Estados Limite de Serviço

Apresentam-se na Figura 38 e na Figura 39 os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas e na Tabela 34 apresenta-se o resumo do seu cálculo.

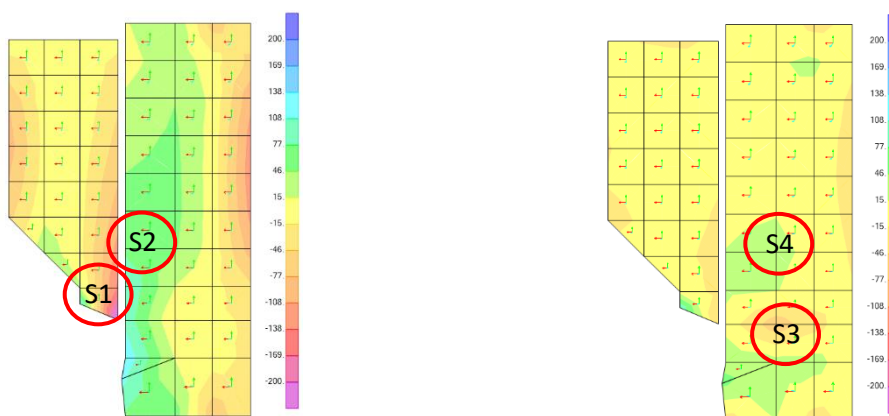


Figura 38 – Diagrama de momentos M_{11} (esquerda) e M_{22} (direita), laje de fundo da CDC, combinação CQP (kNm/m).

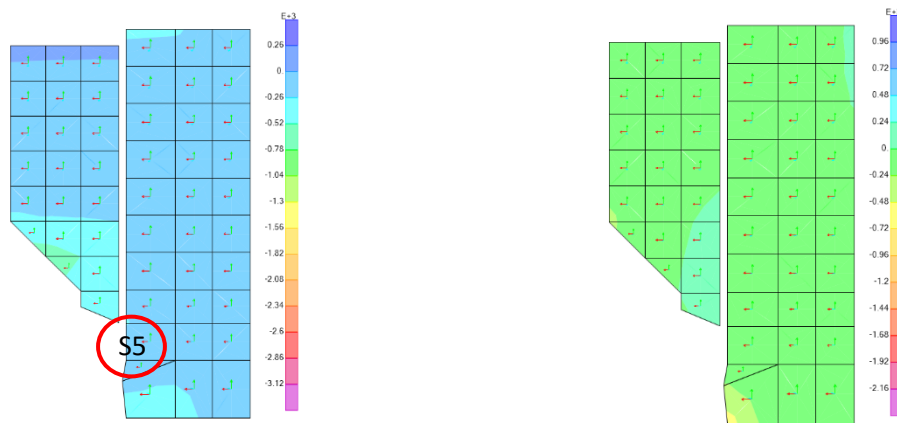


Figura 39 – Diagrama de esforços normais F_{11} (esquerda) e F_{22} (direita), laje de fundo da CDC, combinação CQP (kN/m).

Tabela 34 - Resumo do cálculo da abertura de fendas.

Direção	Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,máx}$ (mm)
1	S1	-120	-300	$\phi 16//0.15$	180.8	6.5	0.16	0.20
1	S2	90	-200	$\phi 16//0.15$	-	-	-	0.20
2	S3	-60	-120	$\phi 16//0.15$	-	-	-	0.20
2	S4	20	-100	$\phi 16//0.15$	-	-	-	0.20

Verifica-se que para a combinação quase-permanente de ações, a abertura de fendas é inferior ao limite de 0.2 mm, pelo que está verificada a segurança em relação ao estado limite de abertura de fendas.

Com base na deformação da estrutura calculada pelo programa de cálculo, observa-se que a laje de fundo assenta 3 mm e que a deformada instantânea a meio vão da laje é muito reduzida (0.3 mm). Com base na equação (37) estima-se que a deformada a tempo infinito seja de 1.05 mm que para um vão de 2.85 m corresponde a uma flecha de aproximadamente $\frac{L}{2700}$. Está verificada a segurança em relação ao estado limite de deformação.

5.2 Poço de queda com degraus

De forma a facilitar a análise dos esforços na estrutura do poço, separou-se a apresentação de resultados pelos seguintes elementos: laje de cobertura, paredes exteriores, paredes interiores, laje de fundo e degraus.

5.2.1 Laje de cobertura

5.2.1.1 Estados Limites Últimos

Na Figura 40 apresenta-se os diagramas de momentos condicionantes para o dimensionamento da armadura de flexão da laje de cobertura do poço de queda com degraus. Dada a simetria do elemento optou-se por apenas apresentar os esforços sobre uma das direções.

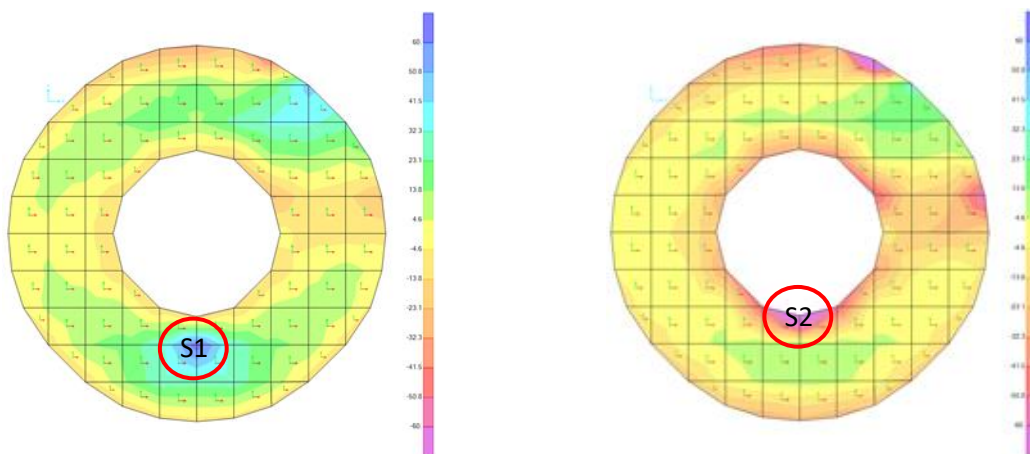


Figura 40 – Diagrama de momentos M_{22}^{max} (esquerda) e M_{22}^{min} (direita), laje de cobertura do PQD, envolvente ELU (kN/m).

Na Figura 41 apresenta-se o diagrama de esforços normais máximos na laje de cobertura da caixa de desvio de caudal. Nas zonas onde o esforço normal é negativo (compressão) procedeu-se à verificação da flexão simples enquanto nas zonas onde o esforço é positivo (tração) procedeu-se a verificação da flexão composta.

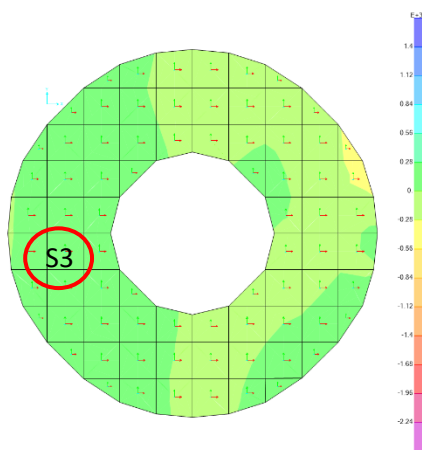


Figura 41 – Diagrama de esforços normais F_{22}^{max} , laje de cobertura do PQD, envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 35 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas comprimidas da laje de cobertura do poço.

Tabela 35 - Dimensionamento da armadura de flexão da laje de cobertura da CMD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
2	S1	0.24	66	-75	0.040	0.041	6.59	4.37	$\phi 12/0.15$ (7,54 cm ² /m)
2	S2	0.24	-95	-80	0.057	0.060	9.66	4.37	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)

Na Tabela 36 apresenta-se o dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas tracionadas da parede, considerando os ábacos de flexão composta em secções retangulares de [22].

Tabela 36 - Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas da laje de cobertura da CMD.

Direção	Secção	d (m)	M_{sd} (kNm/m)	N_{sd} (kNm/m)	μ	v	ω_{tot}	$A_{s,tot}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
2	S3	0.34	-3	85	0.001	0.011	0.020	3.68	4.37	$\phi 12/0.15$ (7.54 cm ² /m)

Na Figura 42 apresenta-se o diagrama de esforços transversos condicionantes para a verificação de segurança ao esforço transversal da laje de cobertura.

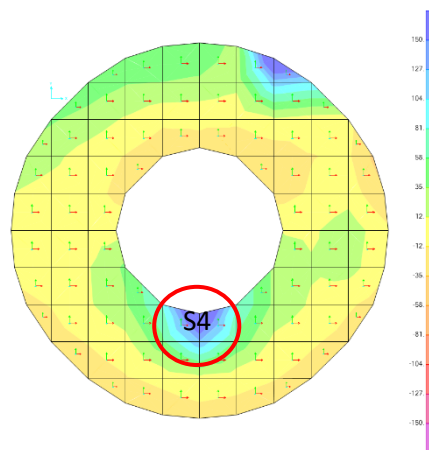


Figura 42 – Diagrama de esforços transversos V_{23} , cobertura do PQD, envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 37 apresenta-se o resumo da verificação da resistência do betão sem armadura de esforço transversal. Verifica-se que a esforço atuante a uma distância $z \cot \theta$ é inferior à capacidade resistente do elemento, estando assim verificada a segurança.

Tabela 37 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, laje de cobertura PQD.

Secção	d (m)	$V_{sd}(z \cot \theta)$ (kN/m)	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	v_{min}	$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
S4	0.24	140	0.12	1.89	0.004	0.58	140.55	155.14

5.2.1.2 Estados Limite de Serviço

Apresentam-se na Figura 43 e na Tabela 38 os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas e o resultado do cálculo da abertura de fendas na laje de cobertura.

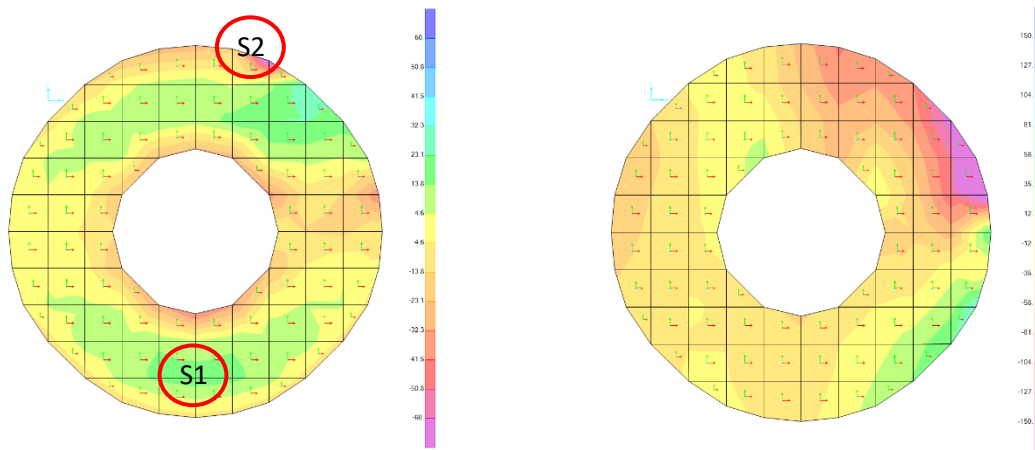


Figura 43 – Diagrama de momentos M_{22} (esquerda) e F_{22} (direita), laje de cobertura do PQD, combinação CQP (kNm/m).

Tabela 38 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.

Direção	Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,máx}$ (mm)
1	S1	20	-25	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.30
1	S2	-50	-93	$\phi 16//0.15$	-	-	-	0.30

Uma vez que os momentos atuantes para a combinação quase-permanente de ações são inferiores ao momento de fendilhação ($M_{cr} = 52.5 \text{ kN}$) calculado segundo a expressão (54) da secção, não ocorre abertura de fendas na viga, pelo que está verificada a segurança.

Com base na deformação da estrutura calculada pelo programa de cálculo, observa-se que a laje de cobertura assenta 1.3 mm e que a deformada instantânea a meio vão da laje é muito reduzida (0.2 mm). Com base na equação (37) estima-se que a deformada a tempo infinito seja de 0.7 mm que para um vão de 2.50 m corresponde a uma flecha de aproximadamente $\frac{L}{3500}$. Está verificada a segurança em relação ao estado limite de deformação.

5.2.2 Parede exterior

5.2.2.1 Estados Limites Últimos

Na Figura 44 e Figura 45 apresenta-se os diagramas de momentos condicionantes para o dimensionamento da armadura de flexão da parede exterior do poço de queda com degraus.

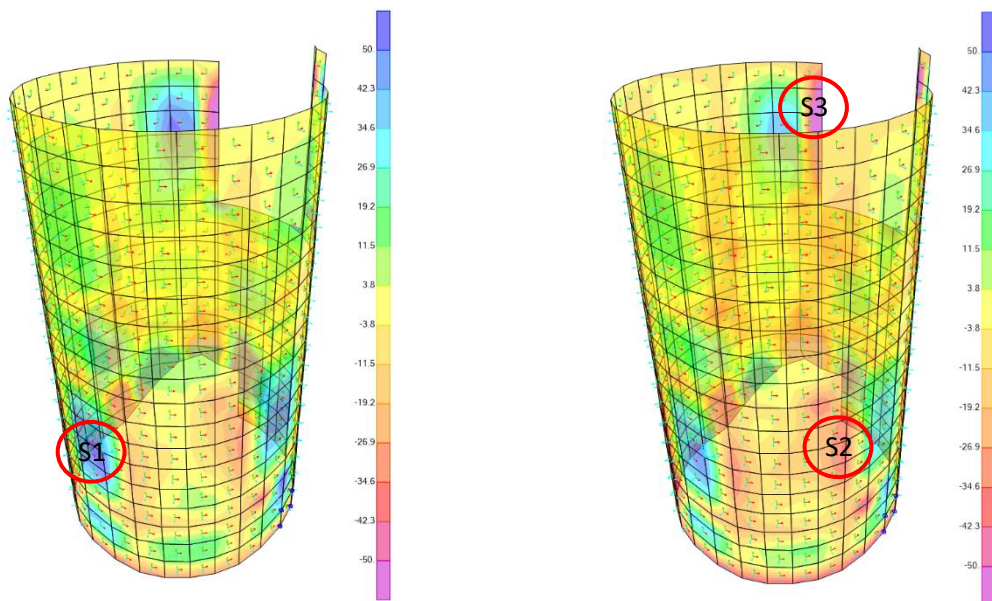


Figura 44 – Diagrama de momentos M_{11}^{max} (esquerda) e M_{11}^{min} (direita), parede exterior do PQD, envolvente ELU (kNm/m).

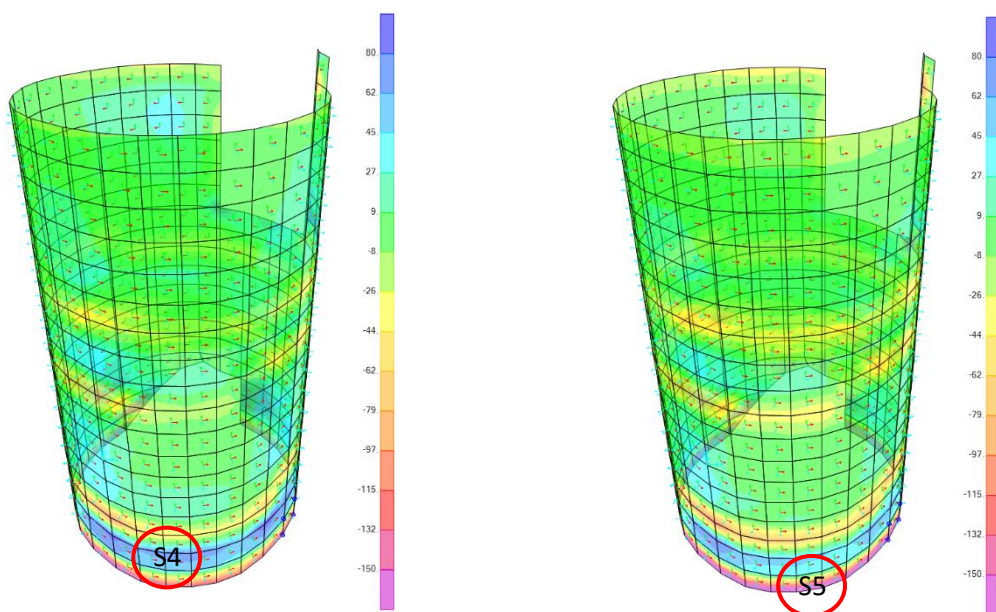


Figura 45 – Diagrama de momentos M_{22}^{max} (esquerda) e M_{22}^{min} (direita), parede exterior do PQD, envolvente ELU (kNm/m).

Na Figura 46 apresenta-se o diagrama de esforços normais máximos da parede exterior do poço de queda com degraus. Nas zonas com esforço normal negativo (compressão) ou positivo (tração) procedeu-se à verificação à verificação da flexão composta.

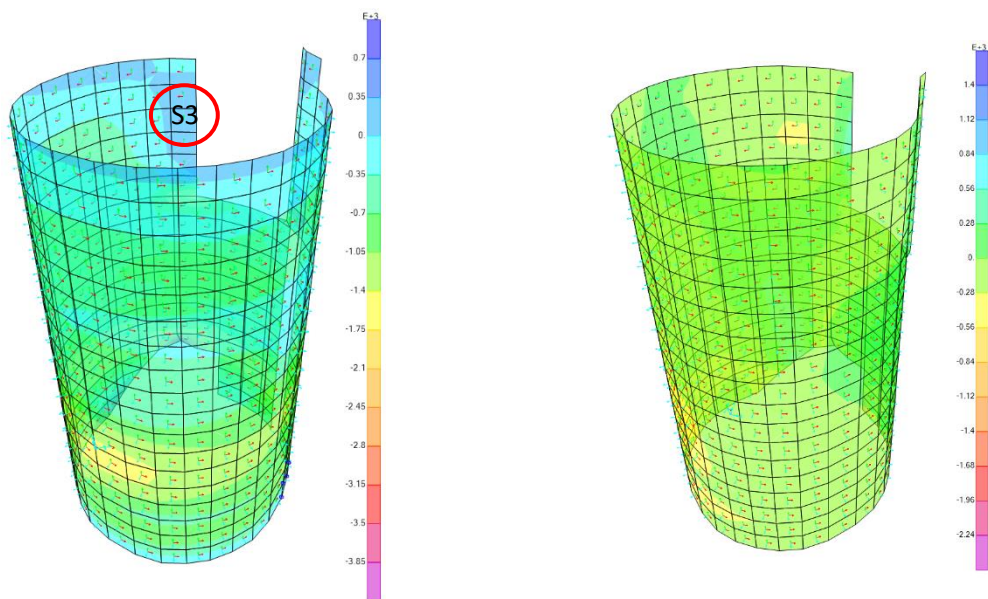


Figura 46 – Diagrama de esforços normais F_{11}^{max} (esquerda) e F_{22}^{max} (direita), parede exterior do PQD envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 39 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas comprimidas da parede.

Tabela 39 – Dimensionamento da armadura de flexão da parede exterior do PQD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S1	0.29	50	-1400	0.022	0.023	4.05	5.28	$\phi 12/0.15$ (7.54 cm ² /m)
1	S2	0.29	-50	-1100	0.022	0.023	4.05	5.28	$\phi 12/0.15$ (7.54 cm ² /m)
2	S4	0.29	75	-300	0.033	0.035	6.14	5.28	$\phi 12/0.15$ (7.54 cm ² /m)
2	S5	0.29	-155	-210	0.069	0.074	13.14	5.28	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)

Na Tabela 40 apresenta-se o dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas tracionadas da parede, considerando os ábacos de flexão composta em secções retangulares de [22].

Tabela 40 – Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas da parede exterior do PQD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	v	ω_{tot}	$A_{s,tot}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S3	0.30	-85	180	0.026	0.015	0.025	15.02	5.28	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)

Na Figura 47 apresenta-se o diagrama de esforços transversos condicionantes para a verificação de segurança ao esforço transversal da parede.

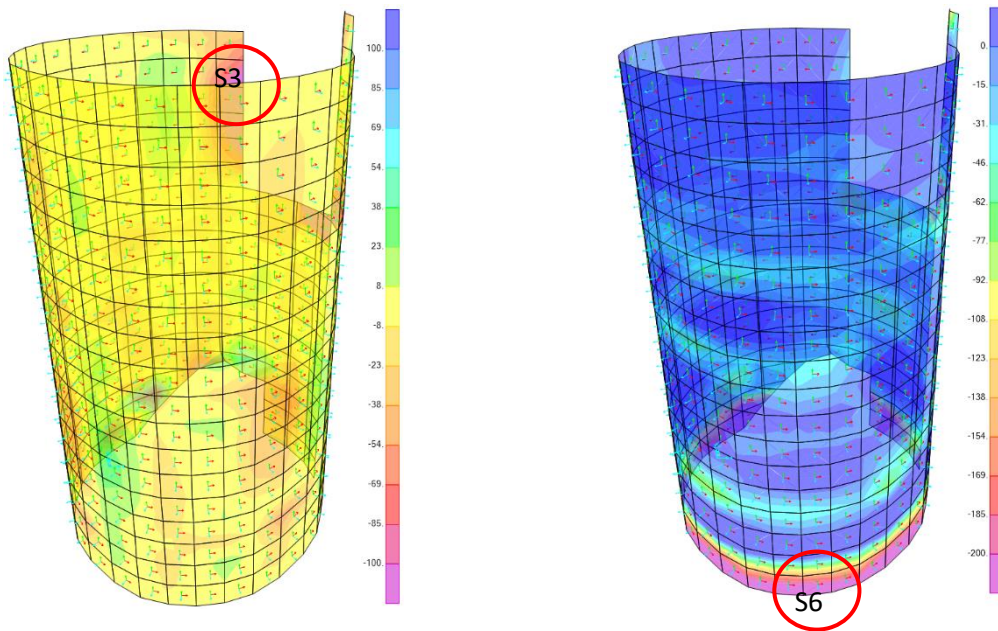


Figura 47 – Diagrama de esforços transversos V_{13} (esquerda) e V_{23} (direita), parede exterior do PQD, envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 41 apresenta-se o resumo da verificação da resistência do betão sem armadura de esforço transverso. Verifica-se que a esforço atuante a uma distância $z \cot \theta$ é inferior à capacidade resistente do elemento, estando assim verificada a segurança.

Tabela 41 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transverso, na parede exterior do PQD.

Secção	d (m)	$V_{sd}(z \cot \theta)$ (kN/m)	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	v_{min}	$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
S3	0.29	110	0.12	1.83	0.005	0.54	158.98	168.42
S6	0.29	200	0.12	1.83	0.005	0.54	158.98	168.42

Dado que para a secção S6 o esforço atuante é superior à resistência da secção sem armadura de esforço transverso, considerou-se o efeito da compressão. Uma vez que o esforço normal na secção S6 é de 300 kN, o valor de $V_{Rd,c}$ sobe para 207 kN, estando assim verificada a segurança da secção.

5.2.2.2 Estados Limite de Serviço

Apresentam-se na Figura 48 e na Figura 49 os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas, o qual é apresentado na Tabela 42.

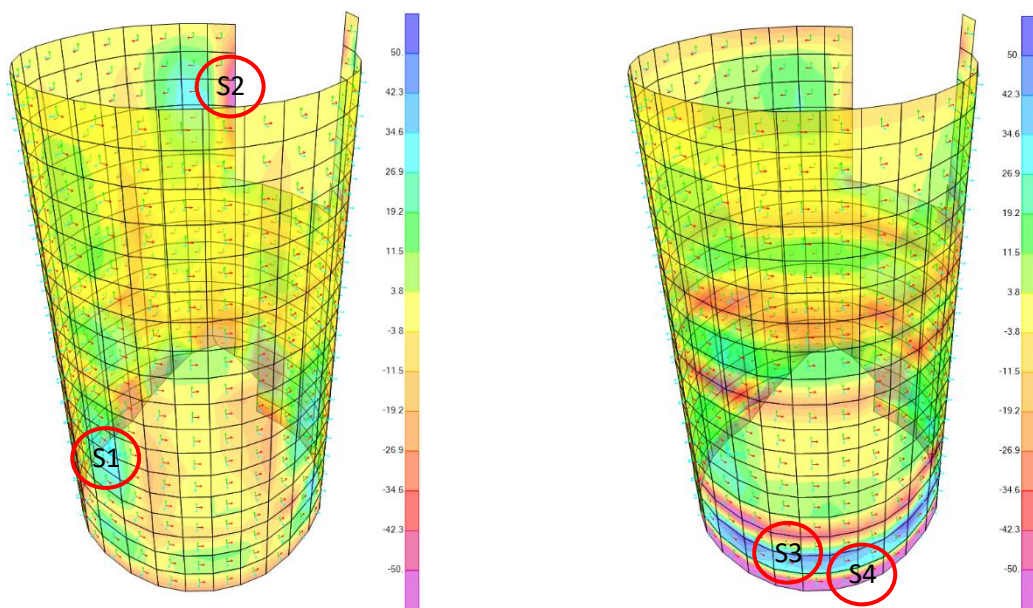


Figura 48 – Diagrama de momentos M_{11} (esquerda) e M_{22} (direita), parede exterior do PQD, combinação CQP (kNm/m).

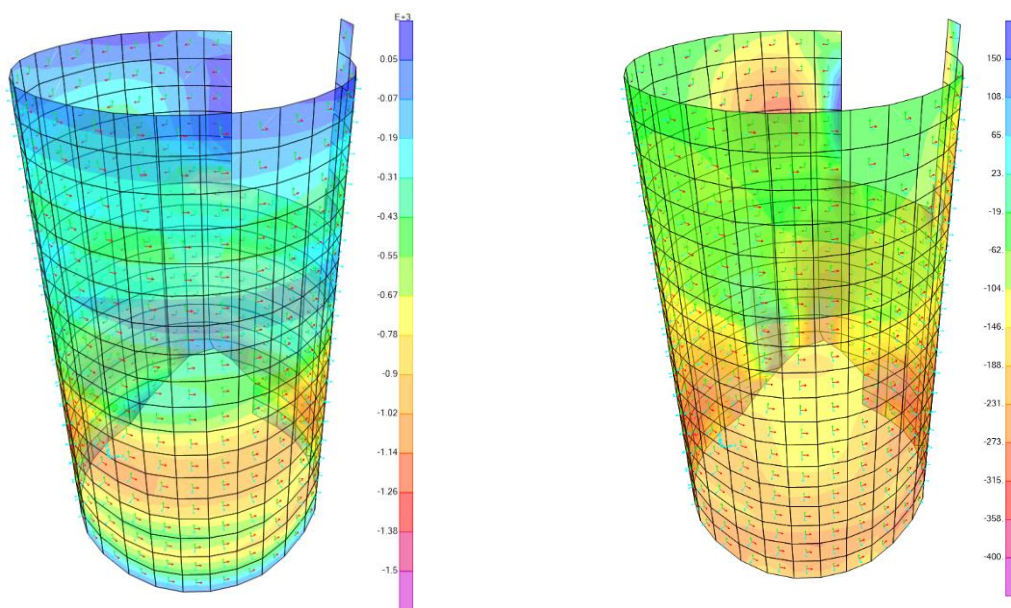


Figura 49 – Diagrama de esforços normais F_{11} (esquerda) e F_{22} (direita), parede exterior do PQD, combinação CQP (kN/m).

Tabela 42 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.

Direção	Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,max}$ (mm)
1	S1	21.5	-1050	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.2
1	S2	-48	110	$\phi 16//0.15$	-	-	-	0.2
2	S3	45.5	-250	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.2
2	S4	-98	-230	$\phi 16//0.15$	195.9	8.2	0.08	0.2

Verifica-se que para a combinação quase-permanente de ações, a abertura de fendas é inferior ao limite de 0.2 mm, pelo que está verificada a segurança em relação ao estado limite de abertura de fendas.

5.2.3 Parede interior

5.2.3.1 Estados Limites Últimos

Na Figura 50 e Figura 51 apresenta-se os diagramas de momentos condicionantes para o dimensionamento da armadura de flexão da parede interior do poço de queda com degraus.

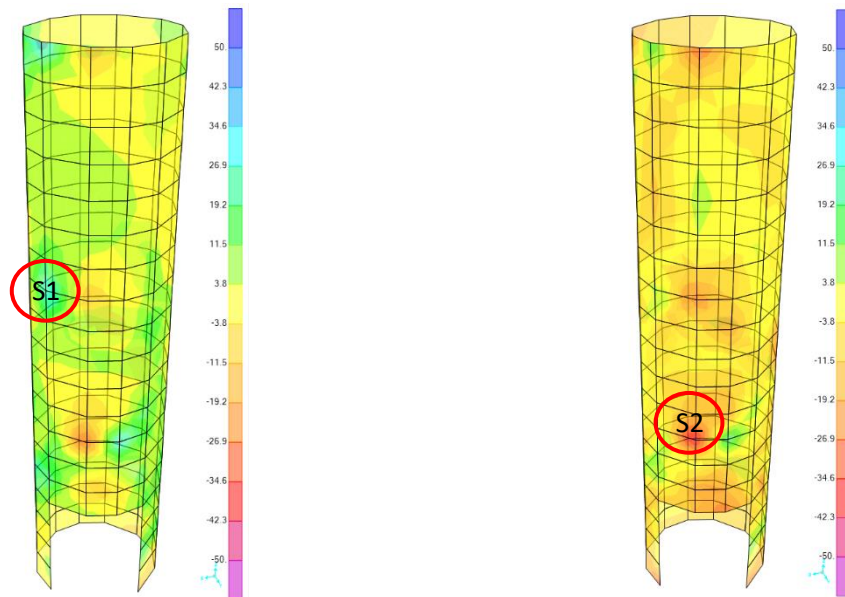


Figura 50 – Diagrama de momentos M_{11}^{max} (esquerda) e M_{11}^{min} (direita), parede interior do PQD, envolvente ELU (kNm/m).

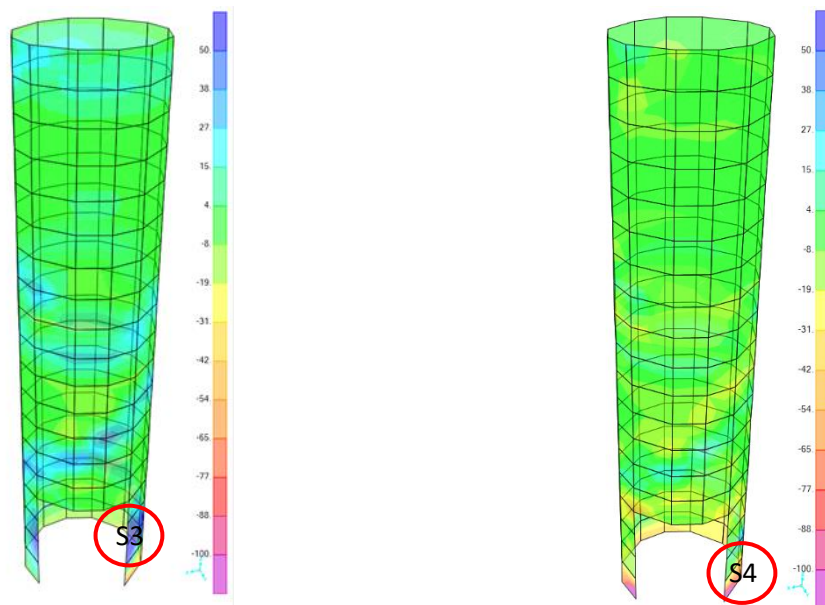


Figura 51 – Diagrama de momentos M_{22}^{max} (esquerda) e M_{22}^{min} (direita), parede interior do PQD, envolvente ELU (kNm/m).

Na Figura 52 apresenta-se o diagrama de esforços normais máximos da parede interior do poço de queda com degraus. Dado que no geral o elemento se encontra comprimido, apenas se efetuou a verificação da resistência da secção à flexão simples.

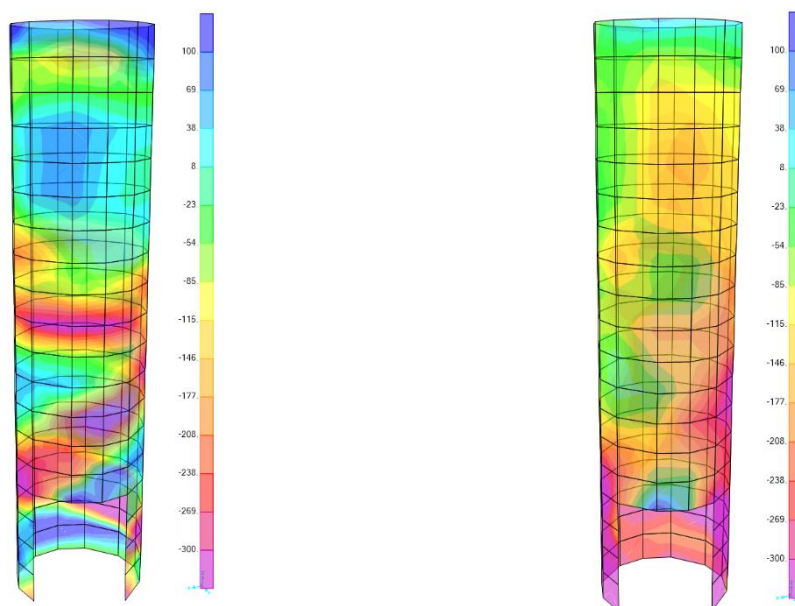


Figura 52 – Diagrama de esforços normais F_{11}^{max} (esquerda) e F_{22}^{max} (direita), parede interior do PQD envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 43 e Tabela 44 apresenta-se, respetivamente, o resultado do dimensionamento das armaduras de flexão nas zonas comprimidas e tracionadas da parede.

Tabela 43 - Dimensionamento da armadura de flexão da parede interior do PQD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S1	0.24	33	-180	0.021	0.022	3.23	4.37	$\phi 12/0.15$ (7.54 cm ² /m)
1	S2	0.24	-41	-250	0.027	0.027	4.03	4.37	$\phi 12/0.15$ (7.54 cm ² /m)
2	S3	0.24	80	-500	0.052	0.055	8.06	4.37	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)
2	S4	0.24	-90	-800	0.059	0.062	9.13	4.37	$\phi 16/0.15$ (13.40 cm ² /m)

Tabela 44 - Dimensionamento da armadura de flexão, nas zonas tracionadas da parede exterior do PQD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	v	ω_{tot}	$A_{s,tot}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S2	0.29	-45	60	0.014	0.006	0.05	10.72	5.28	$\phi 12/0.15$ (7.54 cm ² /m)

Na Figura 53 apresenta-se o diagrama de esforços transversos condicionantes para a verificação de segurança ao esforço transversal da parede.

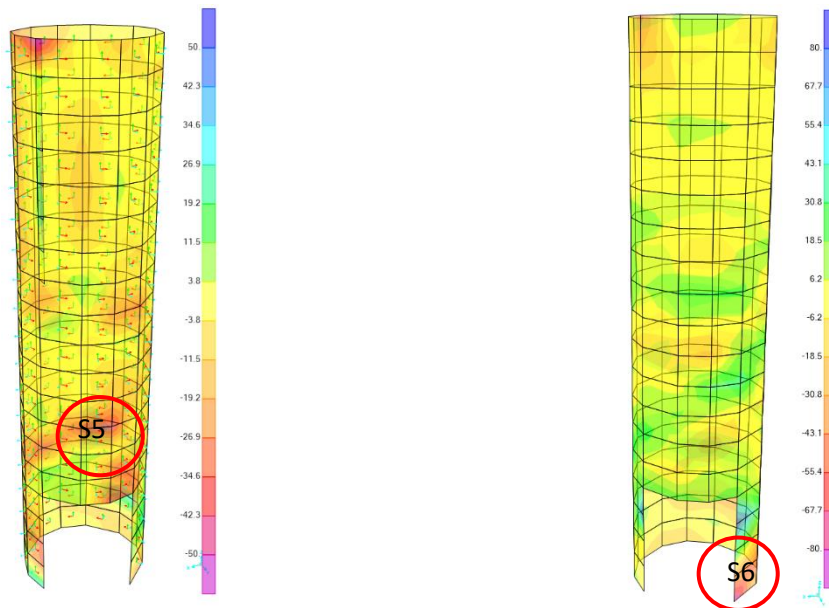


Figura 53 – Diagrama de esforços transversos V_{13} (esquerda) e V_{23} (direita), parede interior do PQD, envoltive ELU (kN/m).

Na Tabela 45 apresenta-se o resumo da verificação da resistência do betão sem armadura de esforço transverso. Verifica-se que a esforço atuante a uma distância $z_{cotg\theta}$ do apoio é inferior à capacidade resistente do elemento, pelo que está verificada a segurança.

Tabela 45 - Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transverso, na parede interior do PQD.

Secção	d (m)	$V_{sd}(z_{cotg\theta})$ (kN/m)	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	v_{min}	$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
S3	0.29	28	0.12	1.91	0.003	0.59	140.55	128.08
S6	0.29	-60	0.12	1.91	0.006	0.59	140.55	155.14

5.2.3.2 Estados Limite de Serviço

Apresentam-se na Figura 54 e na Figura 55 os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas, o qual é apresentado na Tabela 46.

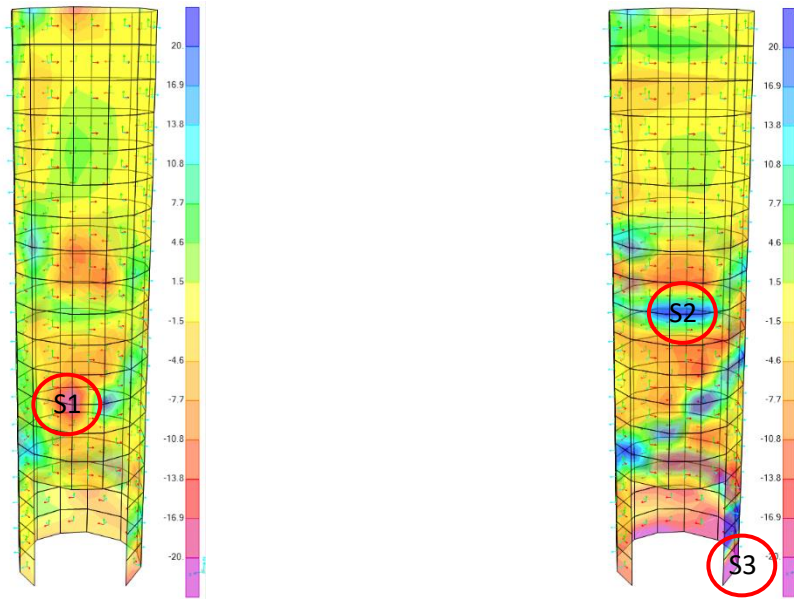


Figura 54 – Diagrama de momentos M_{11} (esquerda) e M_{22} (direita), parede interior do PQD, combinação CQP (kNm/m).

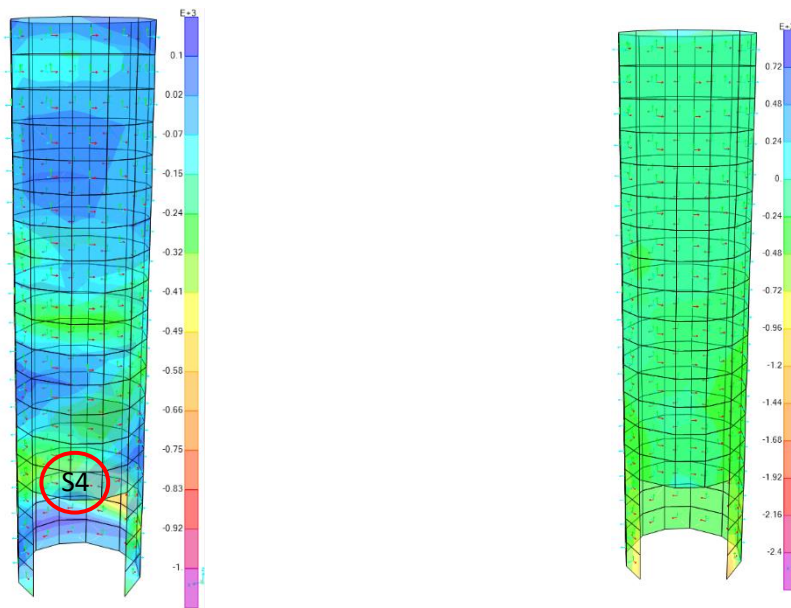


Figura 55 – Diagrama de esforços normais F_{11} (esquerda) e F_{22} (direita), parede interior do PQD, combinação CQP (kN/m).

Tabela 46 - Resumo do cálculo da abertura de fendas.

Direção	Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,máx}$ (mm)
1	S1	-23	-20	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.20
2	S2	20	-200	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.20
2	S3	-47	-550	$\phi 16//0.15$	-	-	-	0.20
1	S4	3	45	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.20

Verifica-se que para a combinação quase-permanente de ações, os momentos atuantes são inferiores ao momento de fendilhação da secção, calculado de acordo com a expressão (54) ($M_{cr} = 52.5 \text{ kNm}$), pelo que não ocorre abertura de fendas.

5.2.4 Laje de fundo

5.2.4.1 Estados Limites Últimos

Na Figura 56 e Figura 57 apresenta-se os diagramas de momentos condicionantes para o dimensionamento da armadura de flexão da laje de fundo do poço de queda.

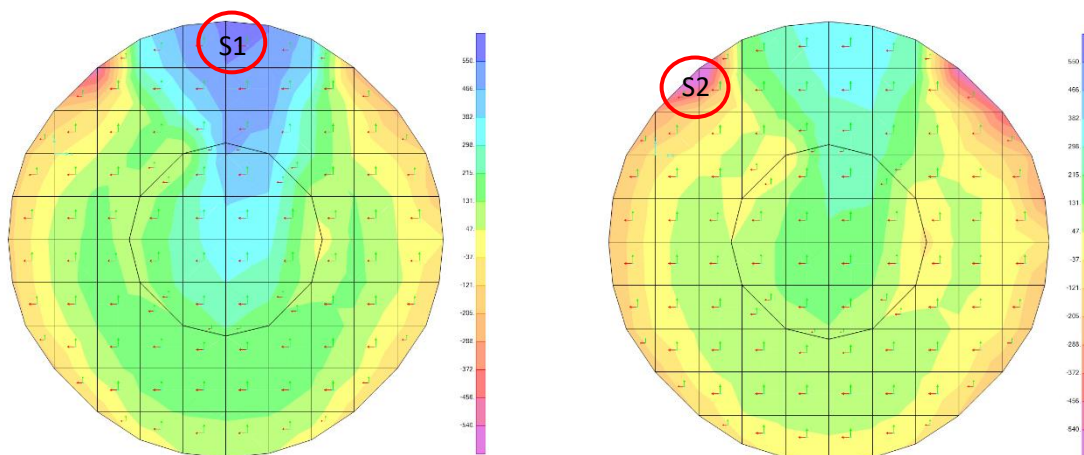


Figura 56 – Diagrama de momentos M_{11}^{max} (esquerda) e M_{11}^{min} (direita), laje de fundo do PQD, envoltiva ELU (kNm/m).

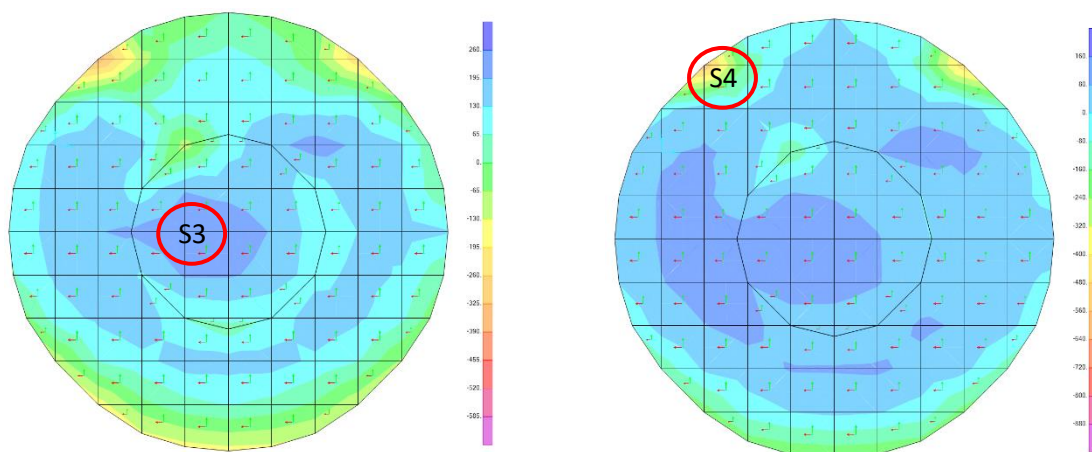


Figura 57 – Diagrama de momentos M_{22}^{max} (esquerda) e M_{22}^{min} (direita), laje de fundo do PQD, envoltiva ELU (kNm/m).

Não se apresentam os diagramas de esforços normais na laje de fundo do poço, uma vez que no modelo de cálculo os esforços são praticamente nulos, devido aos apoios utilizados no modelo. No entanto é expectável que esta esteja comprimida devido à ação do impulso do solo e do nível freático.

Na Tabela 47 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras de flexão da laje de fundo do poço de queda.

Tabela 47 - Dimensionamento da armadura de flexão da laje de fundo da CMD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S1	0.74	550	-	0.038	0.039	17.73	13.47	$\phi 20/0.15$ (20.94 cm ² /m)
1	S2	0.74	-600	-	0.041	0.043	19.41	13.47	$\phi 20/0.15$ (20.94 cm ² /m)
2	S3	0.74	240	-	0.016	0.017	7.58	13.47	$\phi 20/0.15$ (20.94 cm ² /m)
2	S4	0.74	-370	-	0.025	0.026	11.79	13.47	$\phi 20/0.15$ (20.94 cm ² /m)

Na Figura 58 apresenta-se o diagrama de esforços transversos condicionantes para a verificação de segurança ao esforço transversal da laje de fundo.

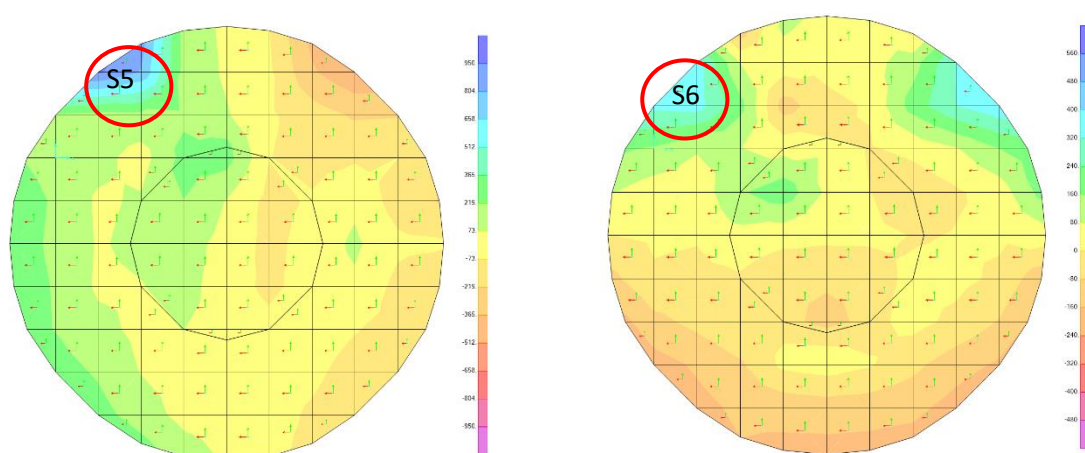


Figura 58 – Diagrama de esforços transversos V_{13} (esquerda) e V_{23} (direita), laje de fundo do PQD, envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 48 apresenta-se o resumo da verificação da resistência do betão sem armadura de esforço transversal. Verifica-se que a esforço atuante a uma distância $z \cot \theta$ é inferior à capacidade resistente do elemento, estando assim verificada a segurança.

Tabela 48 - Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, laje de fundo CDC.

Secção	d (m)	$V_{Sd}(z \cot \theta)$ (kN/m)	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	v_{min}	$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
S5	0.74	260	0.12	1.52	0.003	0.41	306.93	351.64
S6	0.74	160	0.12	1.52	0.003	0.41	306.93	303.03

5.2.4.2 Estados Limite de Serviço

Apresentam-se na Figura 59 os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas, o qual é apresentado na Tabela 49.

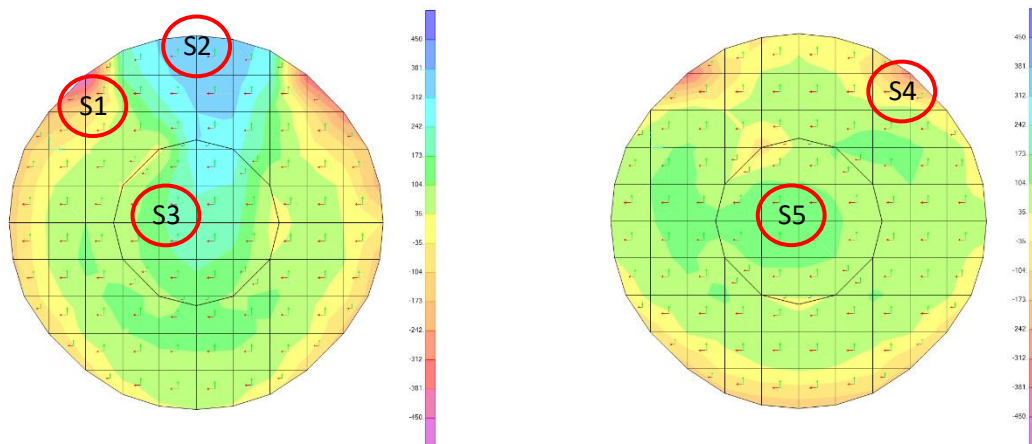


Figura 59 – Diagrama de momentos M_{11} (esquerda) e M_{22} (direita), laje de fundo do PQD, combinação CQP (kNm/m).

Tabela 49 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.

Direção	Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,máx}$ (mm)
1	S1	-350	-	$\phi 20//0.15$	-	-	-	0.20
1	S2	350	-	$\phi 20//0.15$	-	-	-	0.20
1	S3	184	-	$\phi 20//0.15$	-	-	-	0.20
2	S4	-195	-	$\phi 20//0.15$	-	-	-	0.20
2	S5	140	-	$\phi 20//0.15$	-	-	-	0.20

Verifica-se que para a combinação quase-permanente de ações, os momentos atuantes são inferiores ao momento de fendilhação da secção, calculado de acordo com a expressão (54) ($M_{cr} = 373 \text{ kNm}$), pelo que não ocorre abertura de fendas.

Com base na deformação da estrutura calculada pelo programa de cálculo, observa-se que a laje de fundo assenta 3,2 mm e que a deformada instantânea a meio vão da laje é muito reduzida (0.2 mm). Com base na equação (37) estima-se que a deformada a tempo infinito seja de 0.7 mm que para um vão de 2.55 m corresponde a uma flecha de aproximadamente $\frac{L}{3600}$. Está verificada a segurança em relação ao estado limite de deformação.

5.2.5 Degraus

5.2.5.1 Estados Limites Últimos

Na Figura 60 e Figura 61 apresenta-se os diagramas de momentos condicionantes para o dimensionamento da armadura de flexão dos degraus do poço de queda.

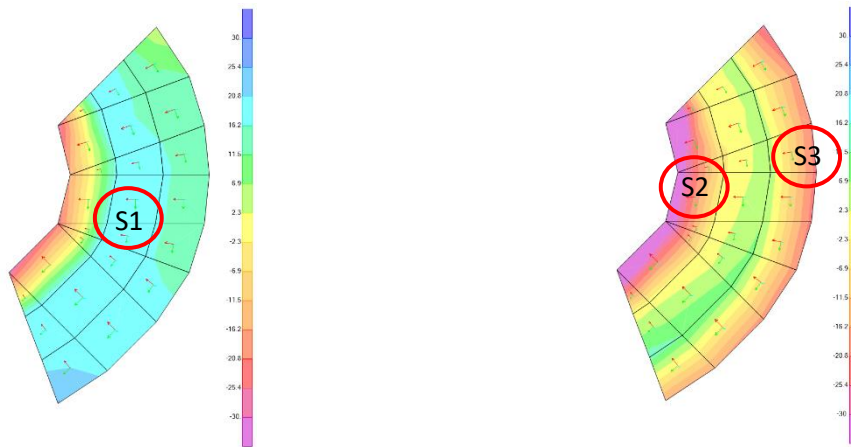


Figura 60 – Diagrama de momentos M_{11}^{max} (esquerda) e M_{11}^{min} (direita), degraus do PQD, envolvente ELU (kNm/m).

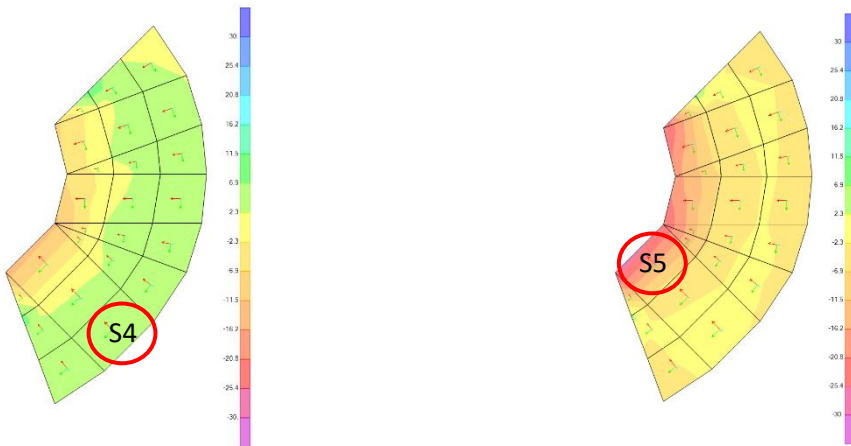


Figura 61 – Diagrama de momentos M_{22}^{max} (esquerda) e M_{22}^{min} (direita), degraus do PQD, envolvente ELU (kNm/m).

Na Figura 62 apresenta-se o diagrama de esforços normais máximos da parede interior do poço de queda com degraus. Dado que no geral o elemento se encontra comprimido, apenas se efetuou a verificação da resistência da secção à flexão simples.

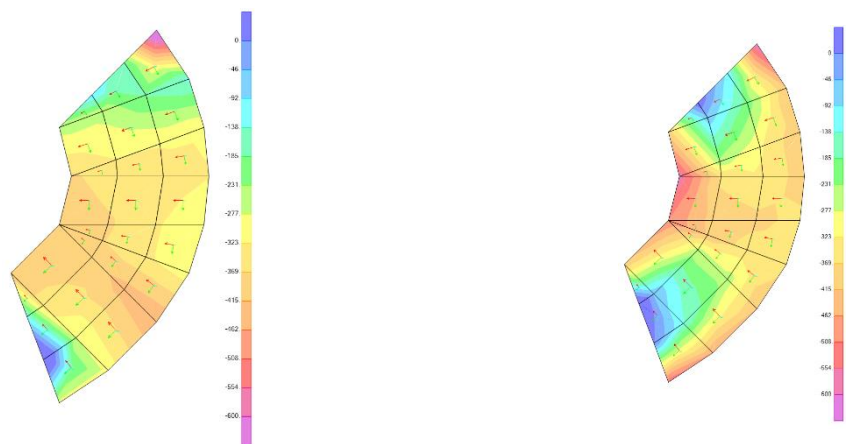


Figura 62 – Diagrama de esforços normais F_{11}^{max} (esquerda) e F_{22}^{max} (direita), parede interior do PQD envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 50 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras de flexão dos degraus do poço de queda.

Tabela 50 – Dimensionamento da armadura de flexão dos degraus da CMD.

Direção	Secção	d (m)	M_{Sd} (kNm/m)	N_{Sd} (kNm/m)	μ	ω	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armadura
1	S1	0.19	20	-280	0.021	0.021	2.47	3.46	$\phi 12//0.15^*$ (7.54 cm ² /m)
1	S2	0.19	-38	-400	0.039	0.041	4.78	3.46	$\phi 12//0.10^*$ (11.31 cm ² /m)
1	S3	0.19	-20	-500	0.021	0.021	3.49	3.46	$\phi 12//0.20^*$ (5.65 cm ² /m)
2	S4	0.19	6	-450	0.006	0.006	0.73	3.46	$\phi 10//0.15$ (5.24 cm ² /m)
2	S5	0.19	-28	-400	0.012	0.013	3.49	3.46	$\phi 10//0.15$ (5.24 cm ² /m)

*Conforme se pode ver nas peças desenhadas em anexo, optou-se por colocar varões radiais nos degraus, pelo que uma armadura com afastamento de 20 cm na zona da parede exterior, corresponde a uma armadura com afastamento de 15 cm a meio vão e 10 cm na zona da parede interior.

Na Figura 63 apresenta-se o diagrama de esforços transversos condicionantes para a verificação de segurança ao esforço transversal dos degraus.

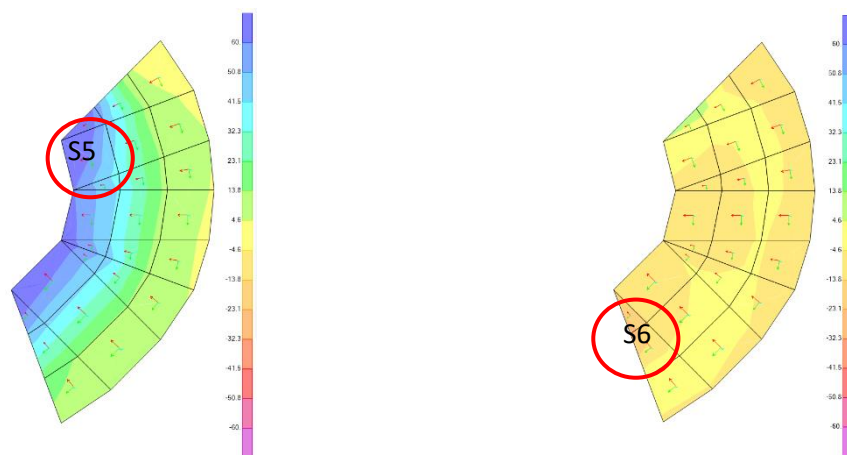


Figura 63 – Diagrama de esforços transversos V_{13} (esquerda) e V_{23} (direita), degraus do PQD, envolvente ELU (kN/m).

Na Tabela 51 apresenta-se o resumo da verificação da resistência do betão sem armadura de esforço transversal. Verifica-se que a esforço atuante a uma distância $z \cot \theta$ é inferior à capacidade resistente do elemento, estando assim verificada a segurança.

Tabela 51 – Verificação da resistência ao betão sem armadura de esforço transversal, degraus CDC.

Secção	d (m)	$V_{sd}(z \cot \theta)$ (kN/m)	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	v_{min}	$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
S5	0.19	60	0.12	2.00	0.006	0.63	118.96	131.19
S6	0.19	-25	0.12	2.00	0.003	0.63	118.96	101.51

5.2.5.2 Estados Limite de Serviço

Apresentam-se na Figura 64 e na Figura 65 os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas, o qual é apresentado na Tabela 52.

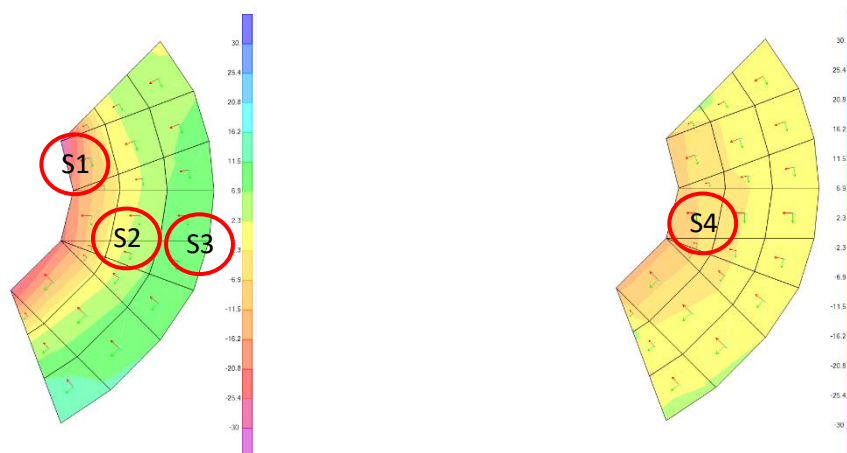


Figura 64 – Diagrama de momentos M_{11} (esquerda) e M_{22} (direita), degraus do PQD, combinação CQP (kNm/m).

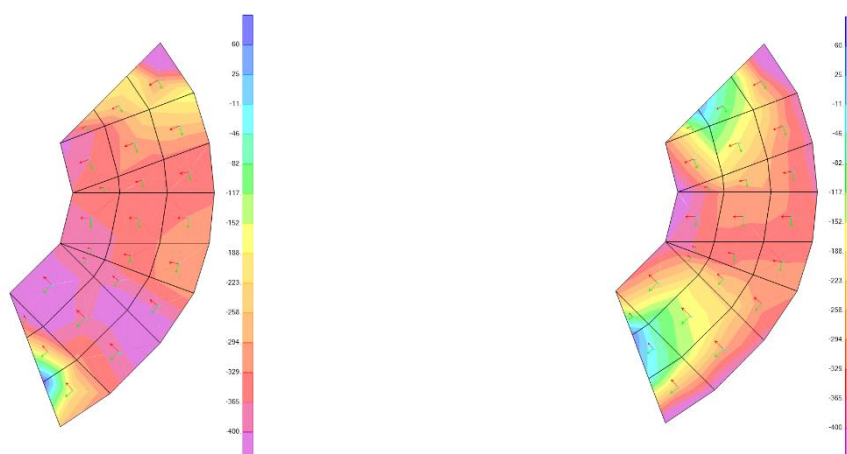


Figura 65 – Diagrama de esforços normais F_{11} (esquerda) e F_{22} (direita), parede interior do PQD, combinação CQP (kN/m).

Tabela 52 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.

Direção	Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,máx}$ (mm)
1	S1	-25	-370	$\phi 12//0.10$	-	-	-	0.20
1	S2	3	-340	$\phi 12//0.15$	-	-	-	0.20
1	S3	8	-330	$\phi 12//0.20$	-	-	-	0.20
2	S4	12	-280	$\phi 10//0.15$	-	-	-	0.20

Verifica-se que para a combinação quase-permanente de ações, os momentos atuantes são inferiores ao momento de fendilhação da secção, calculado de acordo com a expressão (54) ($M_{cr} = 36 \text{ kNm}$), pelo que não ocorre abertura de fendas.

5.3 Túnel mineiro

5.3.1 Estados Limite Últimos

Na Figura 66 e Figura 67 apresenta-se na os diagramas de esforços condicionantes para as verificações de segurança aos Estados Limites Últimos do túnel.

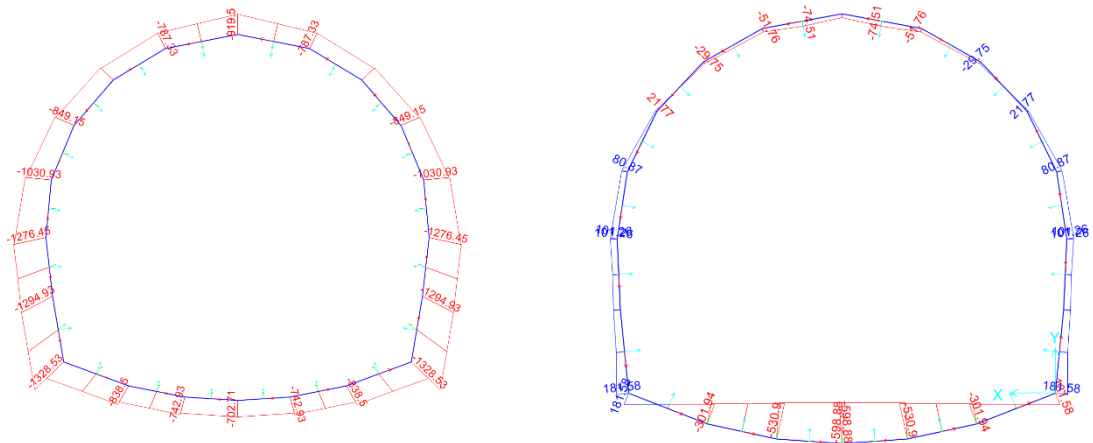


Figura 66 – Diagrama de esforço axial (esquerda) e de momento fletor (direita).

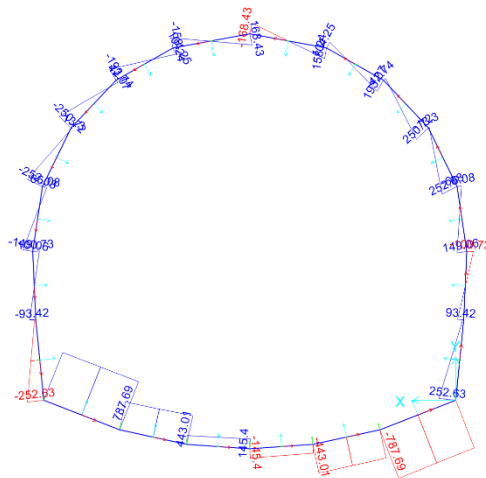


Figura 67 – Diagrama de esforço transverso (kN/m).

Na Tabela 53 e

Tabela 54 apresenta-se, receptivamente, o dimensionamento da armadura de flexão do túnel e a verificação da resistência ao esforço transverso, das secções do túnel, sem armadura específica.

Tabela 53 – Dimensionamento da armadura de flexão do túnel.

Secção	<i>d</i> (m)	<i>M_sd</i> (kNm/m)	<i>N_sd</i> (kNm/m)	<i>μ</i>	<i>v</i>	<i>ω_{tot}</i>	<i>A_s</i> (cm ² /m)	<i>A_{s,min}</i> (cm ² /m)	Armaduras
Coroa	0.23	-74	-919	0.03	-0.11	0.02	3.68	4.37	φ16//0.10 (20.11 cm ² /m)
Base – Extremidade	0.23	181	-1328	0.08	-0.17	0.10	18.39	4.37	φ16//0.10 (20.11 cm ² /m)
Base – Meio vão	0.43	-598	-700	0.09	-0.05	0.17	52.11	8.01	φ20//0.10 (31.42 cm ² /m)

Tabela 54 – Avaliação da resistência ao esforço transversal da secção do túnel.

Secção	<i>d</i> (m)	<i>V_sd</i> (<i>z cotgθ</i>) (kN/m)	<i>C_{Rd,c}</i>	<i>k</i>	<i>ρ₁</i>	<i>v_{min}</i>	<i>V_{Rd,c,min}</i> (kN)	<i>V_{Rd,c}</i> (kN)
Meia altura	0.23	253	0.12	1.93	0.009	0.59	136.8	174.4
Base	0.43	788	0.12	1.64	0.007	0.48	211.0	270.2

Uma vez que o esforço transversal atuante é inferior ao resistente sem armadura de esforço transversal, é necessário colocar armadura. A armadura de esforço transversal e a resistência máxima do elemento são calculadas com base nas expressões (55) e (56) [4].

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{z \cot \theta f_{yd}} \quad (55)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (56)$$

Onde:

α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, para estruturas não pré-esforçadas *α_{cw}*=1;

b_w – Largura do banzo;

v₁ – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, calculado a partir da expressão (57).

$$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{cd}}{250} \right] \quad (57)$$

Na Tabela 55 apresenta-se o cálculo da armadura de esforço transversal do túnel. Considerou-se o valor extremo de *θ* uma vez que as secções se encontram comprimidas.

Tabela 55 – Cálculo da armadura de esforço transversal do túnel.

Secção	d (m)	$V_{sd}(z \cot \theta)$ (kN/m)	θ (°)	$\frac{A_{sw}}{s}$ (cm ² /m)	v_1	$V_{Rd,max}$ (kN)	Armadura
Meia altura	0.23	253	21.6	11.4	0.5	952.2	Est 4R $\phi 10//0.15$ (20.96 cm ² /m)
Base	0.43	788	21.6	18.1	0.5	1821.7	Est 4R $\phi 10//0.15$ (20.96 cm ² /m)

5.3.2 Estados Limite de Serviço

Na Figura 68 apresenta-se na os diagramas de esforços condicionantes para o cálculo da abertura de fendas, o qual se apresenta na Tabela 56.

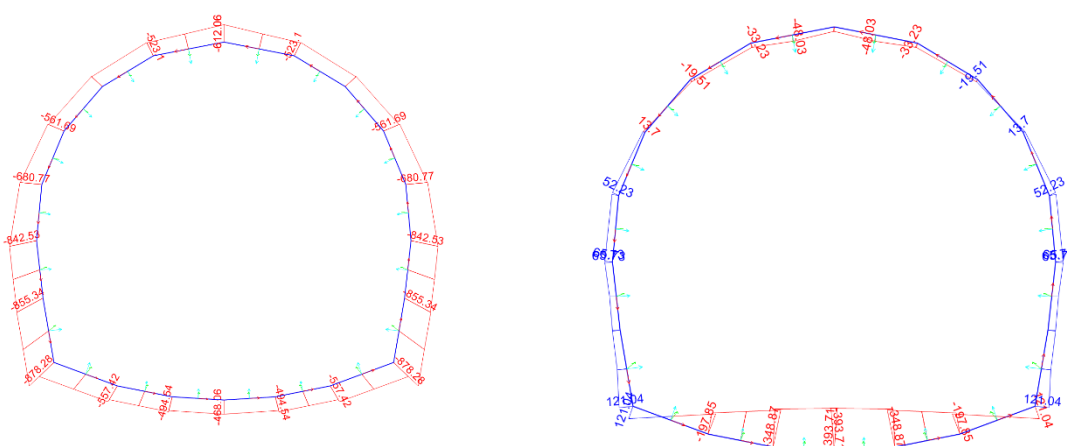


Figura 68 – Diagrama de esforço axial (esquerda) e de momento fletor (direita). CQP.

Tabela 56 – Resumo do cálculo da abertura de fendas.

Secção	M_{CQP} (kN/m)	N_{CQP} (kN/m)	Arm. tracionada	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	w_k (mm)	$w_{k,max}$ (mm)
Coroa	-48	-612	$\phi 16//0.10$	-	-	-	0.20
Base – Extremidade	122	-878	$\phi 15//0.15$	122.0	20.3	0.02	0.20
Base – Meio vão	394	-468	$\phi 20//0.10$	274.2	11.8	0.10	0.20

Verifica-se que para a combinação quase-permanente de ações, a abertura de fendas é inferior ao limite de 0.2 mm, pelo que está verificada a segurança em relação ao estado limite de abertura de fendas.

Com base na deformação da estrutura calculada pelo programa de cálculo, observa-se que a laje de fundo assenta 8 mm e que a deformada instantânea a meio vão do túnel é de 2 mm. Com base na equação (37) estima-se que a deformada a tempo infinito seja de 7 mm que para um vão de 3.0 m corresponde a uma flecha de aproximadamente $\frac{L}{400}$. Está verificada a segurança em relação ao estado limite de deformação.

6 Considerações Finais

Com base na geometria apresentada para o poço de queda e nas respetivas verificações de segurança verifica-se que a estrutura é exequível, permitindo assim uma redução da área de implantação da obra e uma redução dos impactos socioeconómicos associados a uma obra desta dimensão numa das principais avenidas da cidade.

No respeitante ao funcionamento hidráulico, é necessário que se realizem estudos aprofundados (modelo reduzido em laboratório ou CFD), para estudar em pormenor o posicionamento e inclinação dos degraus.

Dada o faseamento construtivo da estrutura e necessário verificar o comportamento estrutural durante a fase construtiva da obra, dado que o mesmo não foi incluído no âmbito desta dissertação.

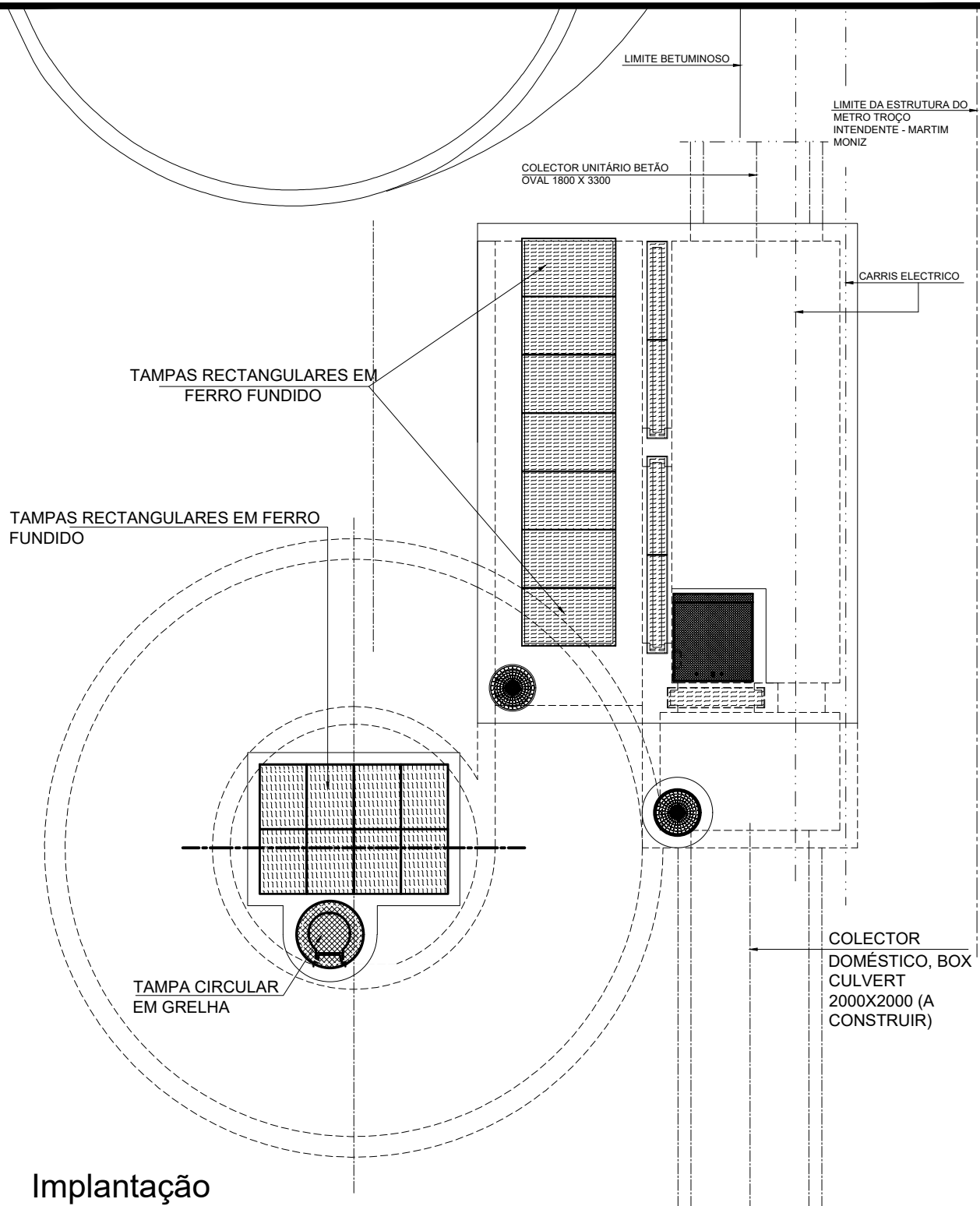
7 BIBLIOGRAFIA

- [1] J. S. Ferreira, "Plano Geral de Drenagem de Lisboa 2016-2030," *Rev. Recur. Hídricos*, vol. 38, no. 1, pp. 27–31, 2017.
- [2] "Google Maps." [Online]. Available: <https://www.google.pt/maps/@38.721139,-9.1355821,54m/data=!3m1!1e3>. [Accessed: 29-Oct-2021].
- [3] NP EN 1990, *Eurocódigo - Bases Para o Projeto de Estruturas*. Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [4] NP EN 1992-1-1, *Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão, Parte 1-1: Regras Gerais e Regras Para Edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [5] LNEC, "LNEC E464.pdf." 2007.
- [6] APEB - Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto, *Guia para a Utilização da Norma NP EN 206-1: A Especificação do Betão*. 2008.
- [7] NP EN 206-1, *Betão - Parte 1: Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade*. Instituto Português da Qualidade, 2007.
- [8] J. Serra, "Dimensionamento Estrutural de uma Câmara de Vórtice em Betão Armado," 2018.
- [9] S. Lopes, "Cortinas de Estacas Moldadas." Slides de Apoio à Disciplina de Tecnologia da Construção de Edifícios. Instituto Superior Técnico.
- [10] Canadian Geotechnical Society, *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4th ed. Vancouver, B.C.: Canadian Geotechnical Society, 2006.
- [11] N. M. da Costa Guerra, "Análise de Estruturas Geotécnicas." 2012.
- [12] A. Bouvard-Lecoanet, G. Colombet, and F. Esteulle, *Ouvrages Souterrains. Conception. Realisation. Entretien.*, 2nd ed. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1993.
- [13] NP EN 1991-2, *Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 2: Ações de Tráfego em Pontes*. Instituto Português da Qualidade.
- [14] *Portaria n.º 638/83*. Lisboa: Diário da República, 1ª Série - N.º 125, 1991.
- [15] NP EN 1998-1, *Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas Para Resistência aos Sismos - Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras Para Edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [16] NP EN 1998-5, *Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas Para Resistência aos Sismos - Parte 5: Fundações, Estruturas de Suporte e Aspectos Geotécnicos*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [17] EN 1998-4, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 4: Silos, Tanks and Pipelines*. European Committee for Standardization, 2004.
- [18] USACE, "Engineering and Design - Stability Analysis of Concrete Structures." Washington, DC, 2005.
- [19] EN 1992-3, *Eurocode 2 - Design of Concrete Structures - Part 3: Liquid Retaining and Containment Structures*. European Committee for Standardization, 2006.
- [20] NP EN 1997-1, *Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico Parte 1-1: Regras Gerais*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [21] P. Bourne-Webb, "Geotechnical Works - Part 2: Eurocode 7 & Pile ULS." .
- [22] A. Gomes and J. Vinagre, "Tabelas de Cálculo - Estruturas de Betão I." 1997.

8 ANEXOS

Anexo A – Peças Desenhadas

- Desenho 1 – Implantação
- Desenho 2 – Planta de Cobertura
- Desenho 3 – Corte A-A
- Desenho 4 – Corte B-B
- Desenho 5 – Corte C-C
- Desenho 6 – Corte D-D
- Desenho 7 - Corte E-E
- Desenho 8 – Túnel mineiro – Geometria e Armaduras
- Desenho 9 – Corte A-A – Armaduras
- Desenho 10 – Corte B-B – Secção S1 e secção S2 – Armaduras
- Desenho 11 – Corte E-E/Corte F-F/Corte G-G – Armaduras
- Desenho 12 – Laje de fundo – Armaduras Superiores
- Desenho 13 – Laje de fundo – Armaduras Inferiores



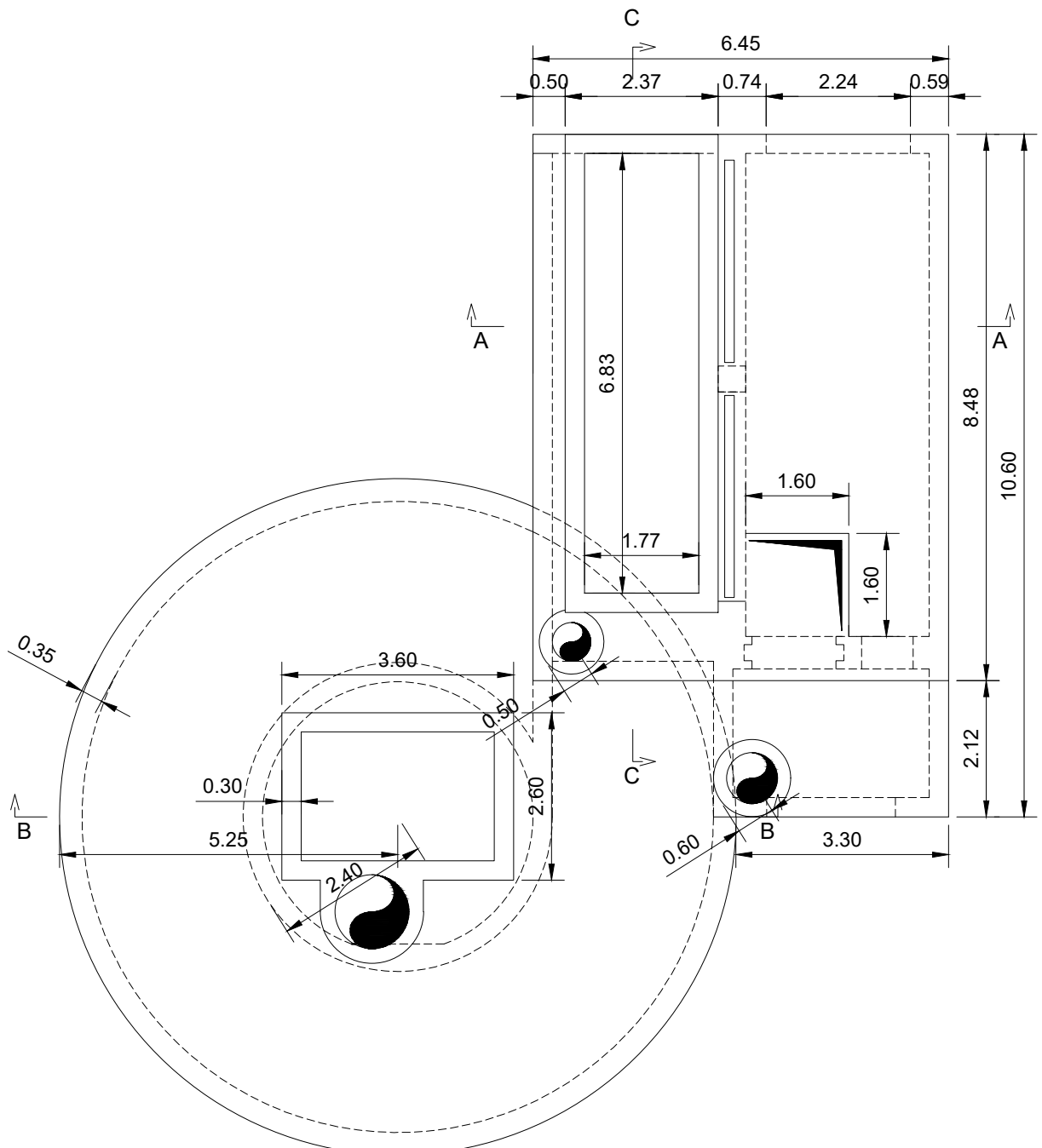
Implantação

Esc: 1:100

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

Nota: Unidade de medida é o metro

TÉCNICO LISBOA	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA: 1	ESCALA: 1:100	IMPLANTAÇÃO
Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos		N° 76278
Outubro 2021		




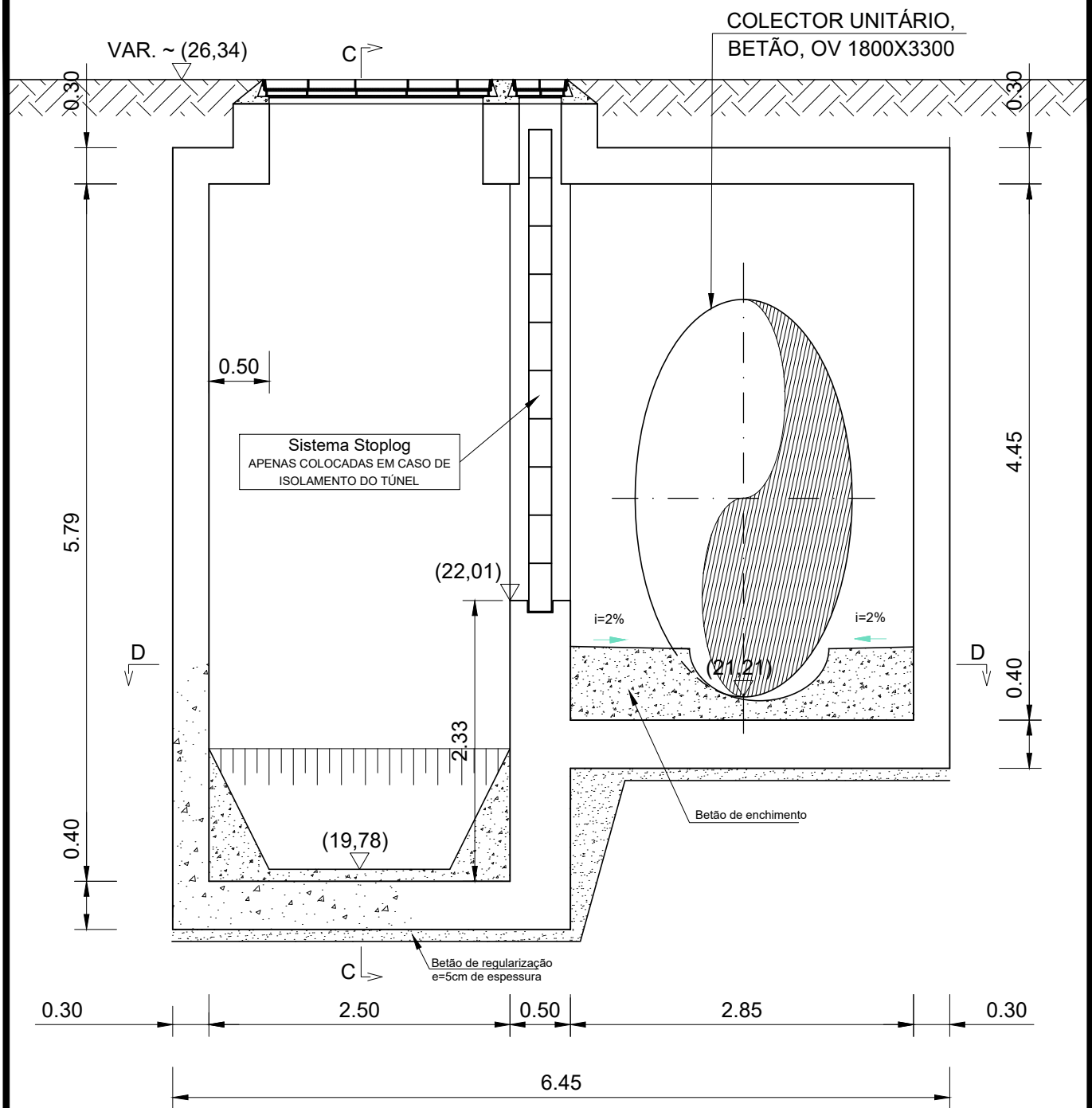
PLANTA DE COBERTURA

Esc: 1:100

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

 TÉCNICO LISBOA	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA: 2	ESCALA: 1:100	PLANTA DE COBERTURA
Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos		N° 76278
Outubro 2021		



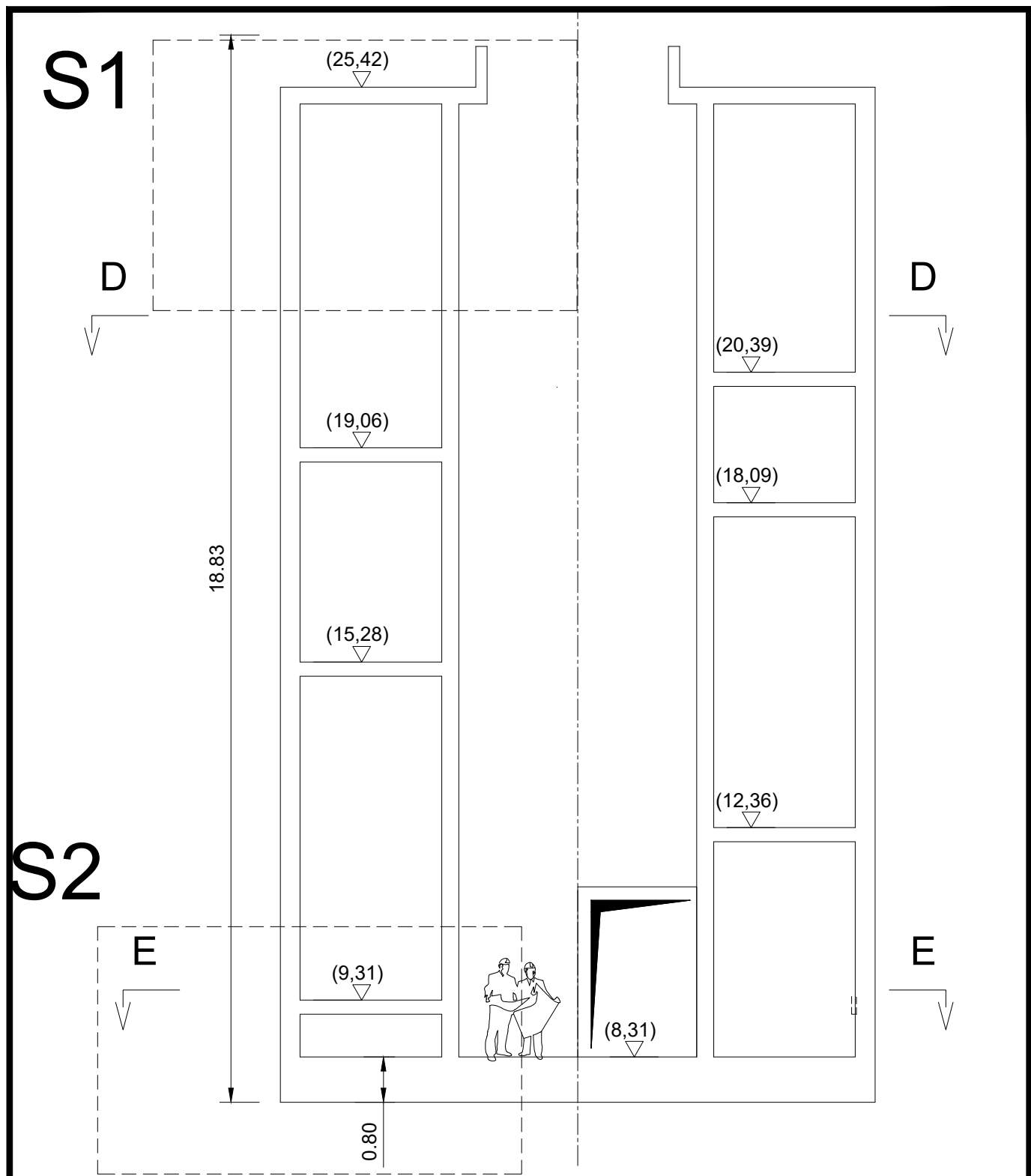
CORTE A-A

Esc: 1:100

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

		<p>Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil</p>	
		<p>Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus</p>	
PEÇA:	ESCALA:	CORTE A-A	
3	1:50		
Trabalho realizado por:		Nº 76278	
Pedro Pina Santos		Outubro 2021	




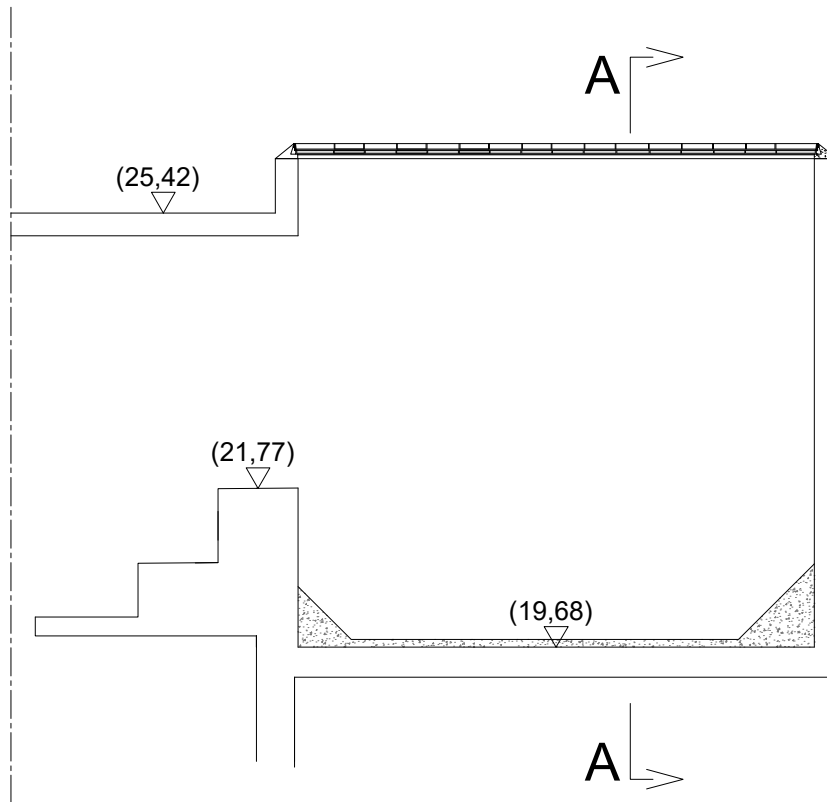
CORTE B-B

Esc: 1:100

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

 TÉCNICO LISBOA	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA:	ESCALA:	CORTE B-B
4	1:100	Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos Nº 76278
Outubro 2021		




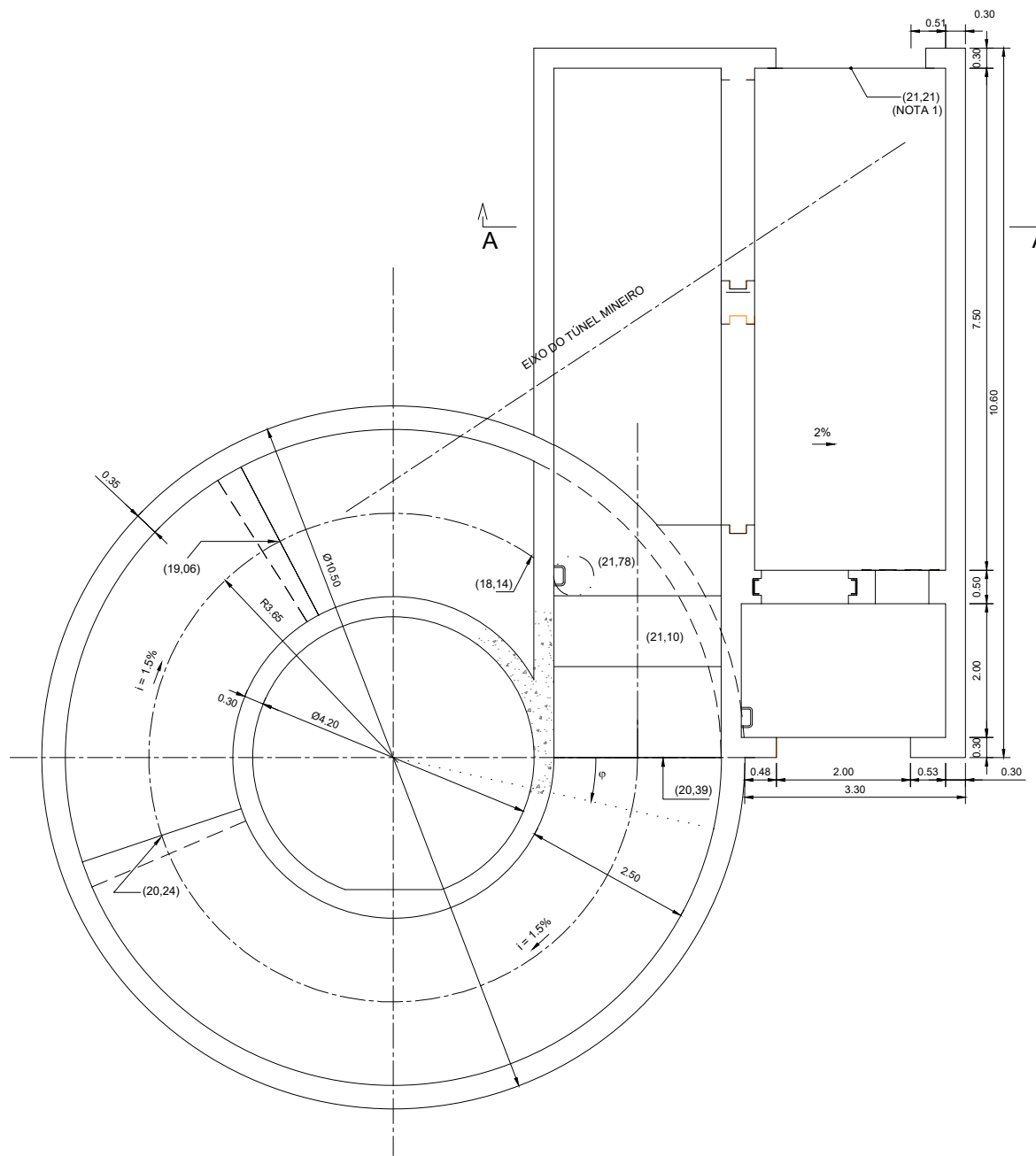
CORTE C-C

Esc: 1:100

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

 TÉCNICO LISBOA	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA:	ESCALA:	CORTE C-C
5	1:100	
Trabalho realizado por:		
Pedro Pina Santos		Nº 76278
Outubro 2021		




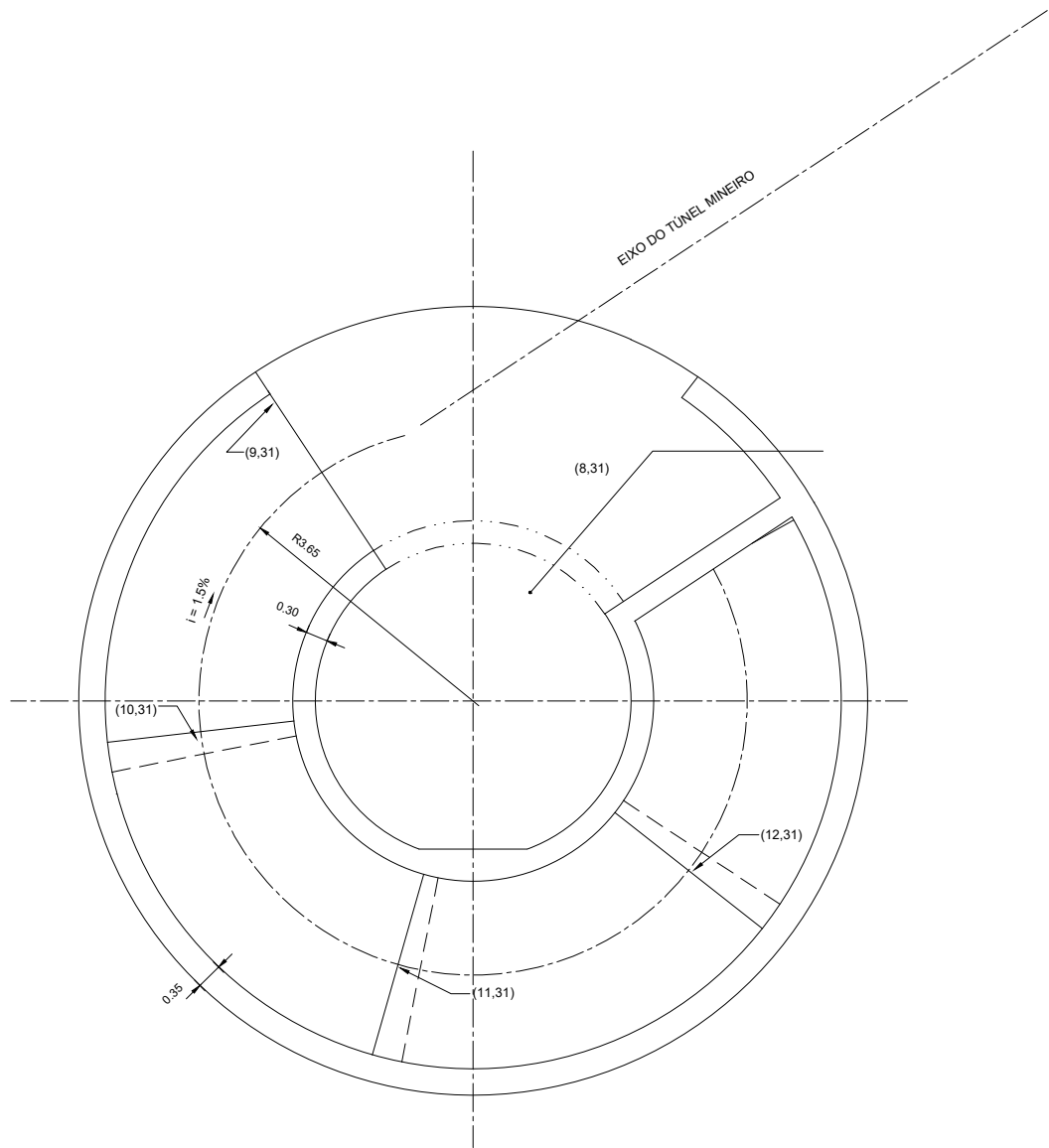
Corte D-D

Esc: 1:100

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

 TÉCNICO LISBOA	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA:	ESCALA:	CORTE D-D
6	1:100	Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos
		Nº 76278 Outubro 2021




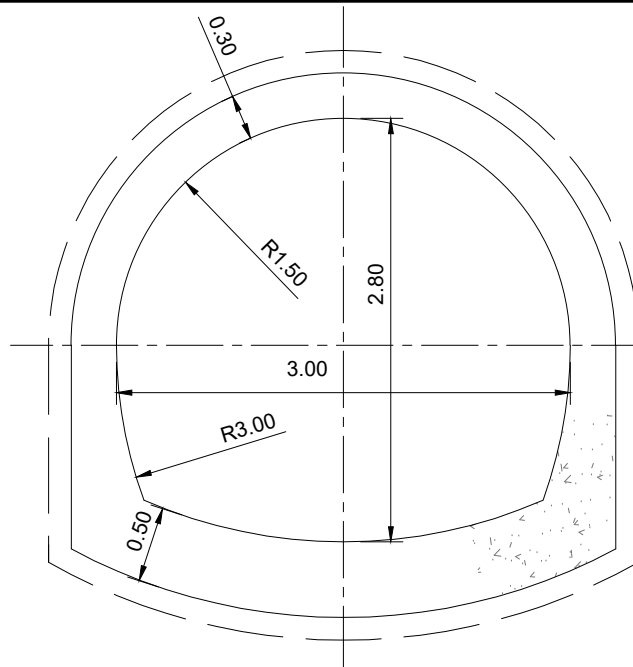
CORTE E-E

Esc: 1:100

Nota: Unidade de medida é o metro

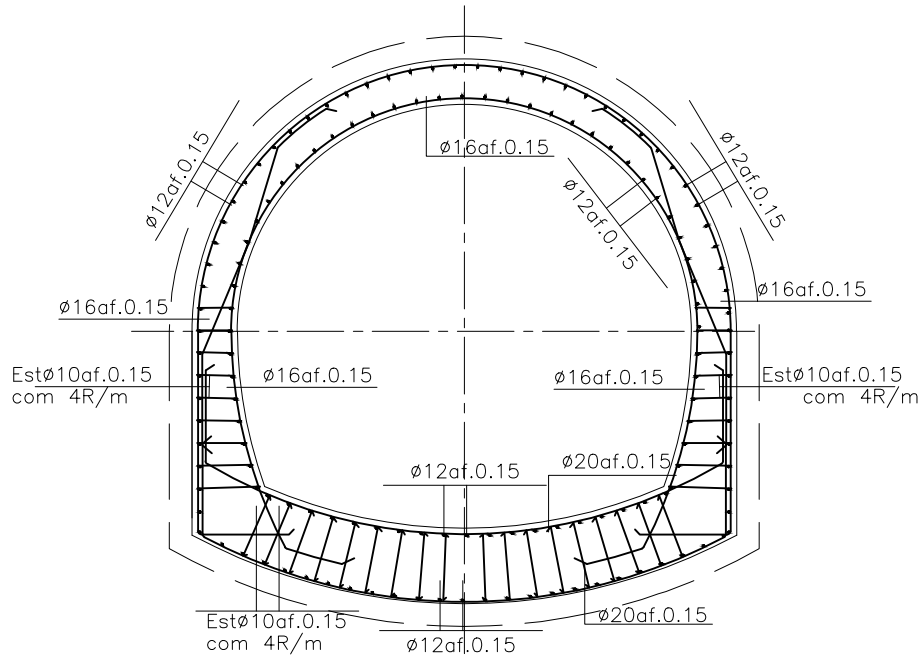
Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

 TÉCNICO LISBOA	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA:	ESCALA:	CORTE E-E
7	1:100	
Trabalho realizado por:		
Pedro Pina Santos		Nº 76278
Outubro 2021		



TÚNEL MINEIRO

Esc: 1:50



TÚNEL MINEIRO (Armaduras)

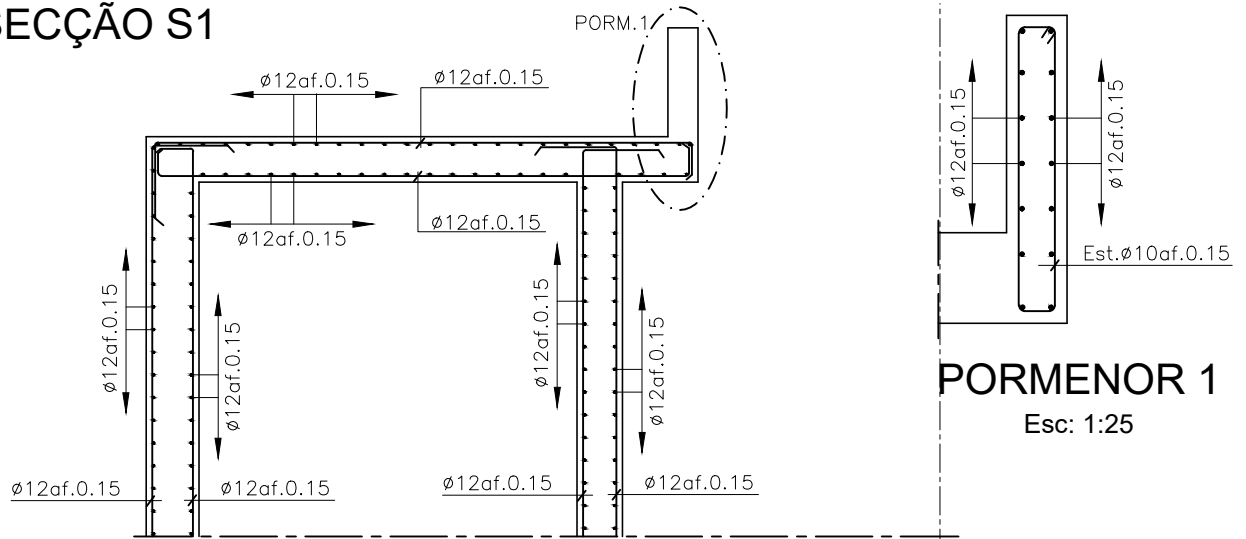
Esc: 1:50

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

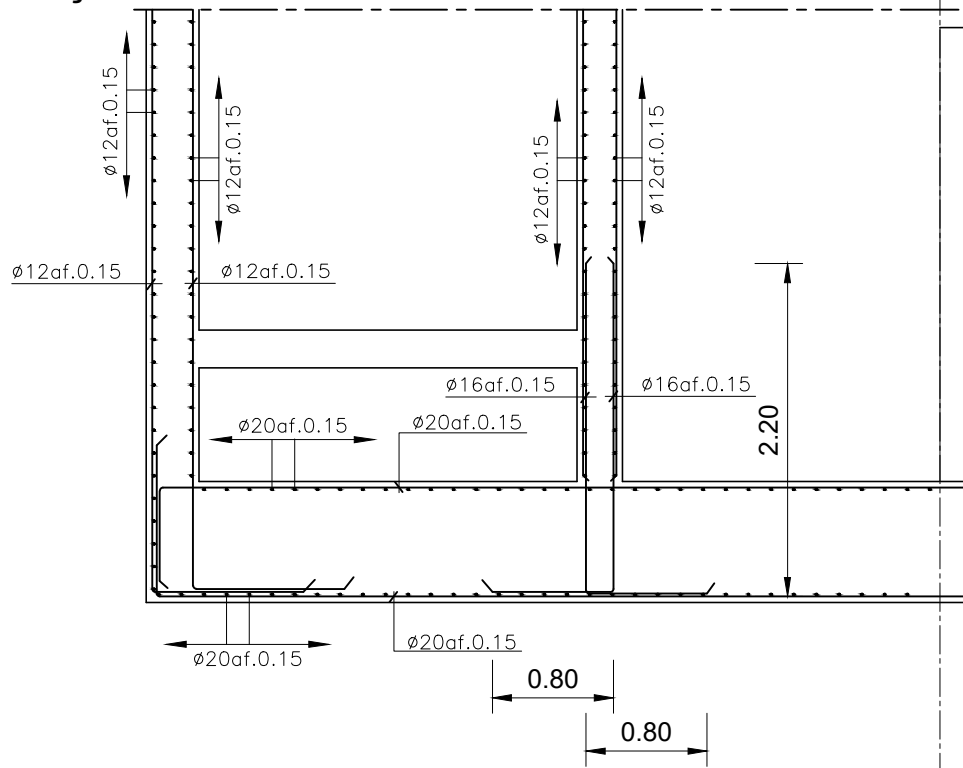
TÉCNICO LISBOA		Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
		Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA:	ESCALA:	TÚNEL MINEIRO ARMADURAS	
8	1:50	Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos	
		Nº 76278	
Outubro 2021			

SECÇÃO S1



PORMENOR 1
Esc: 1:25


SECÇÃO S2

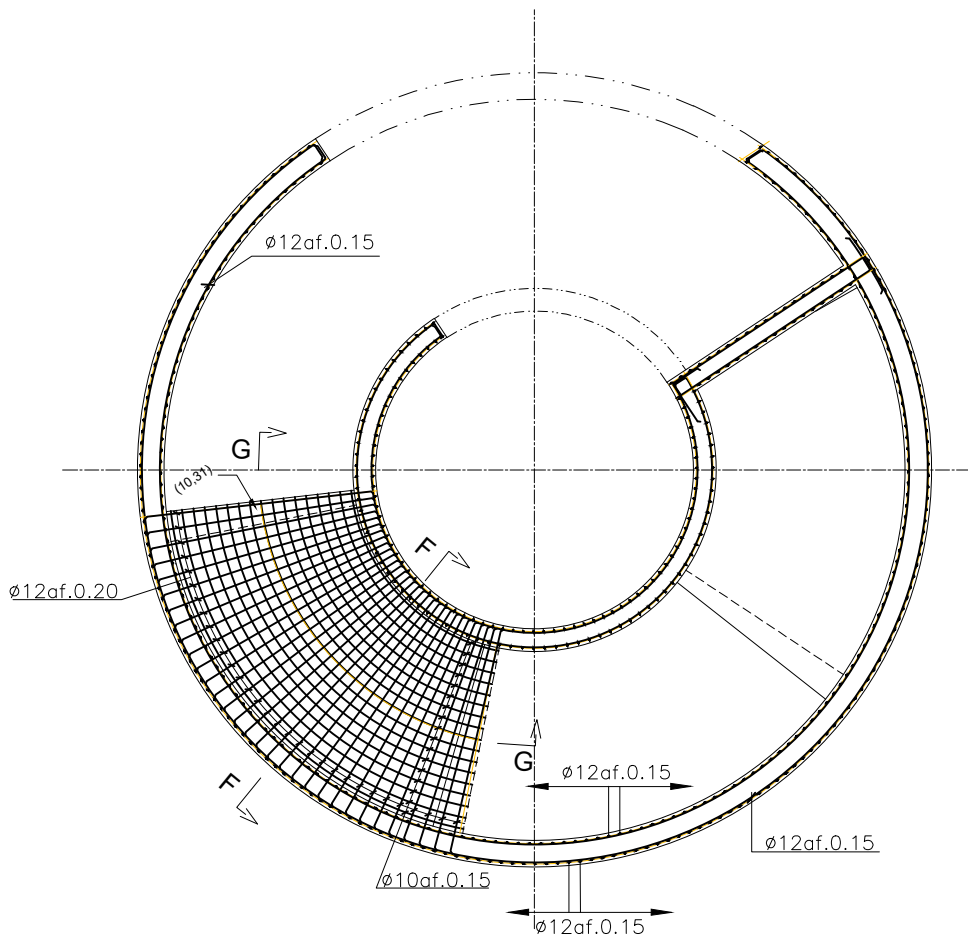


CORTE B-B
Esc: 1:50

Nota: Unidade de medida é o metro

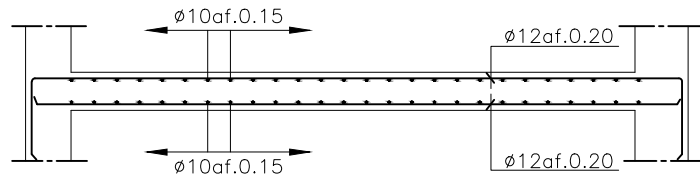
Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

 TÉCNICO LISBOA	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA: 10	ESCALA: 1:50	CORTE B-B - SECÇÃO S1 E SECÇÃO S2 ARMADURAS
Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos		N° 76278
Outubro 2021		



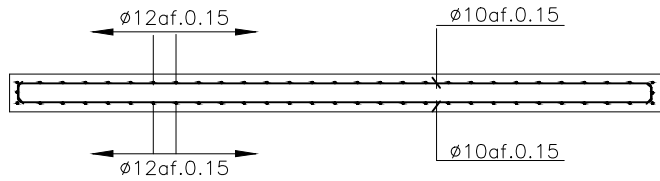
CORTE E-E

Esc: 1:100



CORTE F-F

Esc: 1:50



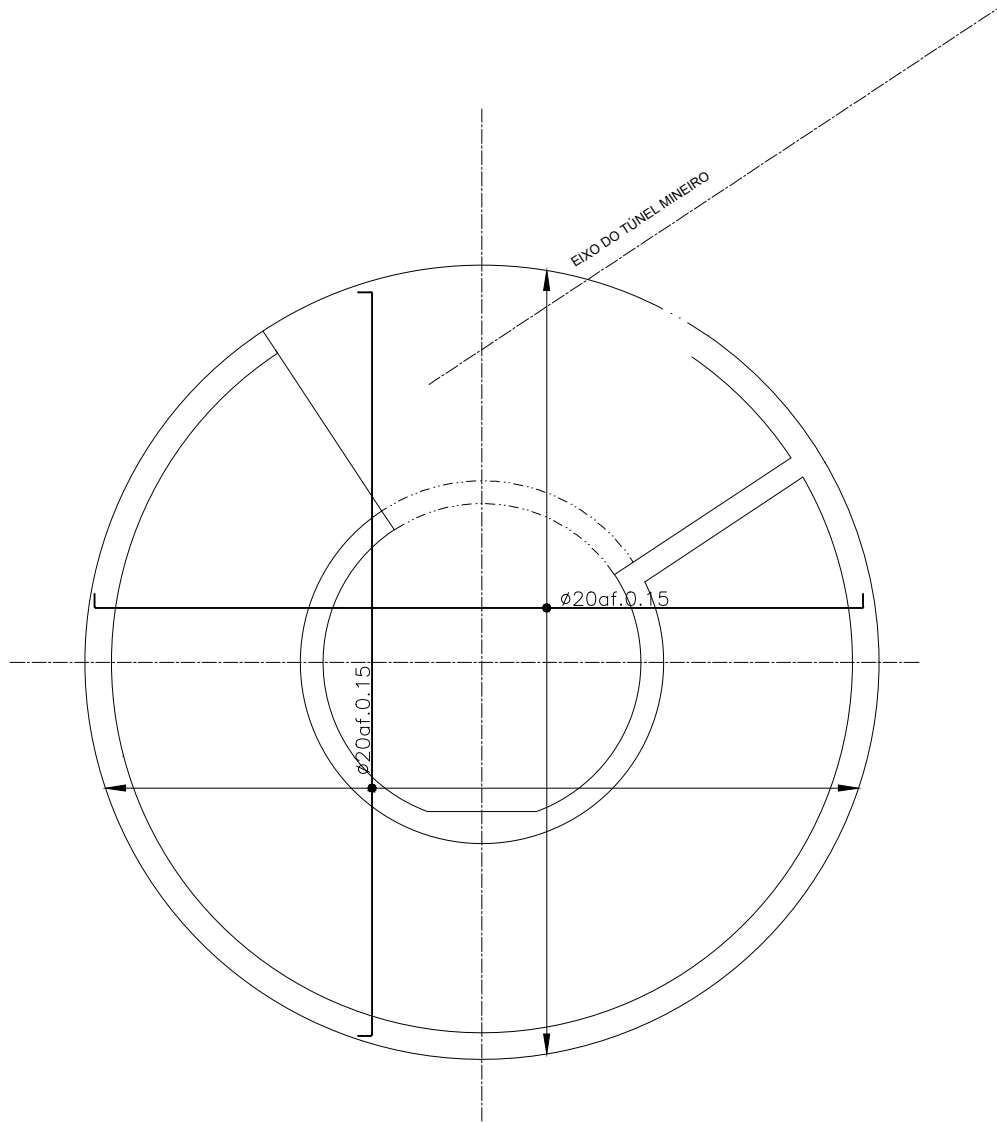
CORTE G-G

Esc: 1:50

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D _{máx} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

TÉCNICO LISBOA		Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
		Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA:	ESCALA:	CORTE E-E / CORTE F-F / CORTE G-G ARMADURAS	
11	1:100	Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos Nº 76278	
Outubro 2021			




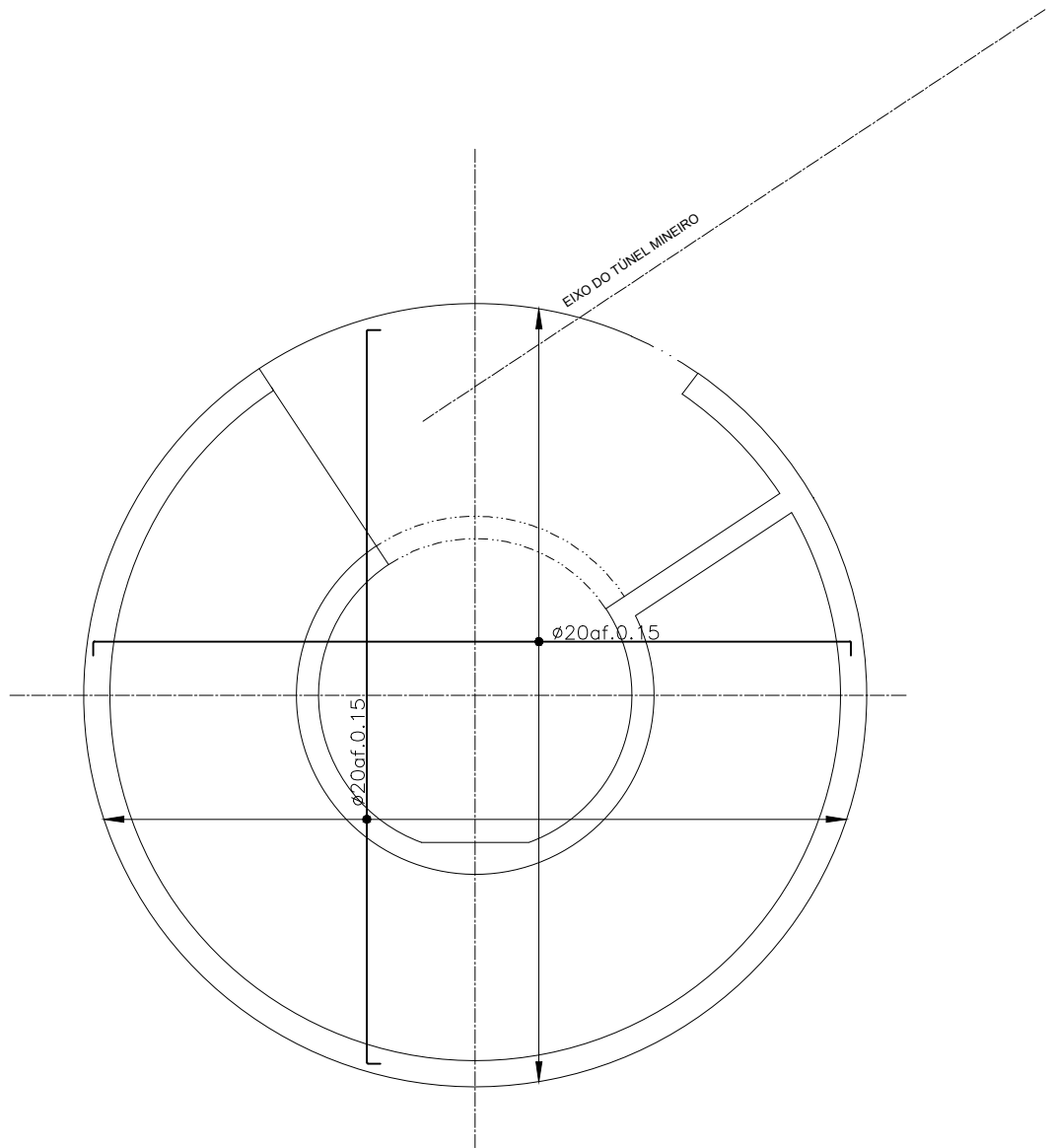
LAJE DE FUNDO: ARMADURA INFERIOR

Esc: 1:100

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	D_{\max} (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

 TÉCNICO LISBOA	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus	
PEÇA:	ESCALA:	LAJE DE FUNDO ARMADURAS INFERIORES
12	1:100	Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos
		Nº 76278 Outubro 2021




LAJE DE FUNDO: ARMADURA SUPERIOR

Esc: 1:100

Nota: Unidade de medida é o metro

Utilização	Classe	Classe de exposição	Classe de teor de cloretos	$D_{\text{máx}}$ (mm)	Classe de consistência	Recobrimento nominal (mm)
Betão estrutural PQD e TM	C40/50	XC4/XA1 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão estrutural CDC	C35/40	XC4/XA3 (Pt)	Cl 0.4	22	S3	50
Betão de enchimento	C20/25	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-
Betão de regularização	C12/15	X0 (Pt)	Cl 1.0	22	S2	-

	<p>Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil</p>	
	<p>Dissertação de Mestrado Dimensionamento estrutural de um Poço de queda com degraus</p>	
PEÇA:	ESCALA:	LAJE DE FUNDO ARMADURAS SUPERIORES
13	1:100	Trabalho realizado por: Pedro Pina Santos
		Nº 76278 Outubro 2021