

**Dimensionamento estrutural de galerias de derivação
em betão armado inseridas em corpo de barragem em
BCC**

Diogo José do Amaral Barbosa

Dissertação para obtenção do Grau em Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

Vogal: Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes Almeida

Outubro de 2016

Agradecimentos

Quero exprimir o maior agradecimento ao professor Rui Vaz Rodrigues pela sua infindável disponibilidade ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Acredito que sem a sua ajuda este trabalho não teria sido possível.

Agradeço também à minha família por me ter mostrado o seu amor e suporte constantemente. Para além disso, é graças aos meus pais que sou a pessoa que sou hoje e isso é, por si só outra coisa pela qual estou grato.

Gostaria também de agradecer aos meus amigos pelos vários momentos de camaradagem que partilharam comigo.

Por fim, mas não menos importante, agradeço à Constança, a minha namorada por ter celebrado comigo os bons momentos, mas também por me ter ajudado a superar os momentos difíceis.

Resumo

Galerias de desvio (ou de derivação) são, como o nome sugere, estruturas para desviar o escoamento de água, em geral, para atender aos requisitos da construção em termos da implantação. Estas estruturas provisórias têm de respeitar padrões de segurança de origem estrutural, bem como hidráulica e geotécnica. Importa, em particular, assegurar o bom desempenho da solução, controlando o risco de cheias nas proximidades, o que pode originar danos inaceitáveis em potenciais povoações nos arredores.

O principal objetivo desta dissertação é verificar a segurança de uma estrutura em betão armado deste tipo, com secção hidráulica conhecida, localizada sob uma barragem em BCC (Betão Compactado com Cilindro).

A particularidade principal deste tipo de estruturas reside no facto de que a estrutura de betão armado terá que ser dimensionada para suportar a carga transmitida pela barragem.

Foram fornecidos, de antemão, alguns dados importantes, que incluem a geometria geral da barragem, os materiais utilizados na sua construção e o nível de pleno armazenamento.

Esta tese está dividida em três partes principais. Na primeira parte é efetuada uma análise estrutural à galeria utilizando informação tabelada para uma estrutura semelhante. A segunda consiste numa análise estrutural à mesma galeria empregando modelos de Elementos Finitos com elementos de barra. A terceira e última parte inclui uma análise à mesma estrutura com elementos bidimensionais finitos, com e sem consideração do faseamento construtivo, e uma comparação entre resultados obtidos para cada modelo e uma verificação à segurança estrutural para Estados Limite Últimos e Estados Limite de Serviço.

Palavras-chave: Galerias de derivação, Betão armado, Barragem de gravidade, Betão Compactado com Cilindro, Dimensionamento estrutural

Abstract

Diversion galleries, as their name suggests, are means used to divert the flow of water towards a region away from a construction site. These provisional structures must correspond to a set of structural, as well as hydraulic and geotechnical safety standards. If any of the stipulated conditions fail, there is a high risk of flooding the nearby areas, which may cause unacceptable damages to any potential nearby populations.

The main goal of this dissertation is to verify the structural safety of a diversion gallery in reinforced concrete, located under a RCC (Roller Compacted Concrete) dam.

The main detail on these structures is the need to ensure (via reinforced concrete design) that the structure can support the load transmitted by the RCC.

Several data was provided beforehand, which include the dam's general geometrical information, materials used for its construction and the normal head water level of the dam.

This thesis is divided mainly in three parts. In the first part, a structural analysis is made on the gallery using tabular data for a similar structure. The second part consists of a structural analysis of the same gallery using a Finite Element Method with frame elements. The third and final part includes an analysis of the same structure with two dimensional shell elements, a comparison between results obtained for each model (with and without staged construction analysis) and a safety structural design for Ultimate Limit States and Serviceability Limit States.

Keywords: Diversion galleries, Reinforced concrete, Gravity dam, Roller Compacted Concrete, Structural design

ÍNDICE

1.	Introdução.....	1
1.1.	Enquadramento geral.....	1
1.1.1.	Betão compactado com cilindro (BCC).....	2
1.1.2.	Obras de desvio provisório.....	4
1.2.	Objetivos.....	6
1.3.	Estrutura do documento.....	7
2.	Caso de estudo e dados de base.....	9
2.1.	Descrição geral da obra.....	9
2.2.	Geotecnia.....	10
2.3.	Ações de projeto.....	11
3.	Materiais e durabilidade.....	12
3.1.	Recobrimento.....	12
3.2.	Materiais.....	13
4.	Ações e critérios de projecto.....	15
4.1.	Estados limite últimos (ELU).....	15
4.2.	Estados limite de serviço (ELS).....	16
4.2.1.	Estado limite de fendilhação.....	16
4.3.	Ações Permanentes (PP).....	17
4.4.	Ações Variáveis.....	18
4.4.1.	Subpressões (SP).....	19
4.4.2.	Impulsões laterais (IL).....	19
4.5.	Combinações de carregamento.....	20
4.6.	Outras ações.....	23
5.	Análise da estrutura através da consulta de tabelas (Modelo I).....	24
5.1.	Análise da situação 1.....	24
5.2.	Análise da situação 2.....	26
5.3.	Análise da situação 3.....	26
5.4.	Envoltente do diagrama de momentos e quantidade de armadura de flexão.....	29
6.	Modelação da estrutura utilizando elementos de barra (Modelo II).....	31
6.1.	Lei de Hooke.....	31
6.2.	Meio de Winkler.....	31
6.3.	Módulo de reação.....	32
6.4.	Definição da geometria e das características mecânicas do problema.....	34
6.5.	Discretização.....	35
6.6.	Resultados obtidos e análise crítica.....	36
6.6.1.	Diagrama de reação.....	36
6.6.2.	Diagramas de esforços.....	38

6.7. Modelação alternativa com contabilização da largura dos apoios.....	42
7. Modelação da estrutura utilizando elementos de casca (Modelos III e IV).....	43
7.1. Definição da geometria e das características mecânicas do problema.....	45
7.1.1. Parâmetros do Betão.....	45
7.1.2. Parâmetros do BCC	46
7.2. Modelo simplificado (Modelo III).....	46
7.2.1. Ações e apoios	47
7.2.2. Discretização	47
7.2.3. Obtenção de esforços através das tensões	48
7.2.4. Resultados obtidos e análise comparativa.....	50
7.3. Modelo com consideração do faseamento construtivo (Modelo IV)	53
7.3.1. Ações e apoios	53
7.3.2. Discretização	55
7.3.3. Resultados obtidos e análise comparativa.....	55
8. Comparação entre os modelos	59
9. Verificação da segurança.....	61
9.1. Verificação ao ELU.....	61
9.2. Verificação ao ELS.....	63
9.3. Esforço Transverso	64
9.4. Verificação da segurança do BCC	67
10. Disposições construtivas.....	71
10.1. Comprimento de amarração.....	71
10.2. Armadura de distribuição.....	72
10.3. Afastamento mínimo entre camadas.....	73
11. Conclusão e desenvolvimentos futuros.....	74
12. Bibliografia.....	75
Anexos.....	76
Anexo A – Integração de tensões em elementos de casca.....	77
Anexo B – Diagramas de interação entre o esforço normal e o momento fletor (valores negativos de N indicam tração).....	82
Anexo C – Peças desenhadas	89

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Designação das possibilidades de cada cenário geotécnico	11
Tabela 2 - Características dos betões a utilizar na análise da estrutura	14
Tabela 3 - Características do aço a utilizar na análise da estrutura	14
Tabela 4 - Coeficientes parciais relativos à resistência	16
Tabela 5 - Coeficientes parciais relativos às acções	16
Tabela 6 - Valores recomendados pelo ponto 7.3.4 (3) da NP EN 1992 1-1 para os coeficientes k_1 a k_4	17
Tabela 7 - Coeficientes de majoração dos efeitos das cargas a aplicar para cada cenário.....	21
Tabela 8 - Coeficientes de combinação a aplicar para cada cenário nos ELS	22
Tabela 9 - Momentos causados apenas pelo carregamento vertical	26
Tabela 10 - Momentos causados separadamente pelos carregamentos laterais na galeria	28
Tabela 11 - Momentos nas secções principais da galeria causados pelo cenário de carregamento 3	28
Tabela 12 - Cenários geotécnicos possíveis	34
Tabela 13 - Condições geotécnicas e combinações de carregamento para cada caso particular de estudo.....	34
Tabela 14 - Parâmetros característicos do Betão C25/30 de acordo com a NP EN 1992 1-1... 35	35
Tabela 15 - Diagramas de reacção causados pela fundação modelada para cada caso (1 a 6)	37
Tabela 16 - Estimativa da área necessária de armadura longitudinal para a verificação aos ELU (Modelo II)	41
Tabela 17 - Características introduzidas para o betão estrutural no modelo de casca.....	45
Tabela 18 - Esforços obtidos para as secções críticas (Modelo III, $K = 7\ 500\ 000\ \text{kN/m}^3$).....	52
Tabela 19 - Esforços obtidos para as secções críticas (Modelo IV, $K=7\ 500\ 000\ \text{kN/m}^3$).....	57
Tabela 20 - Esforços obtidos para as secções críticas (Modelo IV, $K=500\ 000\ \text{kN/m}^3$).....	57
Tabela 21 - Esforços Normais para as secções S1 a S7 na combinação 1 (1,35*PP valores em kN/m , $K = 7\ 500\ 000\ \text{kN/m}^3$).....	59
Tabela 22 - Esforços transversos para as secções S1 a S4 na combinação 1 (1,35*PP valores em kN/m , $K = 7\ 500\ 000\ \text{kN/m}^3$).....	59
Tabela 23 - Momentos flectores para as secções S1 a S4 na combinação 1 (1,35*PP valores em kNm/m , $K = 7\ 500\ 000\ \text{kN/m}^3$).....	60
Tabela 24 - Envolvente dos esforços na estrutura (Combinação 1 – 1,35*PP)	61
Tabela 25 - Pormenorização adoptada no ELU para as secções críticas e momentos resistentes	62
Tabela 26 - Valores máximos recomendados para a largura admissível ($w_{\text{máx}}$) das fendas.....	63
Tabela 27 - Valores obtidos para a largura das fendas (w_k) com os esforços em serviço, considerando a armadura necessária para o ELU.....	63
Tabela 28 - Dimensionamento da armadura ordinária das secções críticas com a respectiva fenda.....	64
Tabela 29 - Valores de dimensionamento do esforço transverso e correspondentes esforços normais e momentos flectores	66
Tabela 30 - Esforços transversos actuantes e resistentes após a adoção de armaduras de resistência ao corte	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Processo de compactação de uma camada de BCC [16].....	3
Figura 2 - Barragem em BCC durante o seu processo de construção [17].....	3
Figura 3 - Desvio provisório cujas entradas estão no encontro de uma barragem [18]	5
Figura 4 - Desvio provisório localizado no corpo de uma barragem [18].....	5
Figura 5 - Desvios provisórios a céu aberto, que alternam consoante a fase construtiva de uma barragem [18].....	5
Figura 6 - Representação ilustrativa do grau de aproximação à realidade de todos os modelos (I a IV).....	7
Figura 7 - Corte longitudinal da barragem	9
Figura 8 - Dimensões da secção em betão armado da galeria de desvio através do corpo da barragem	10
Figura 9 - Representação do carregamento causado pelo maciço de BCC	18
Figura 10 - Representação do carregamento causado pelas subpressões	19
Figura 11 - Representação do carregamento causado pelas impulsões laterais	20
Figura 12 - Cenário de carregamento 1	21
Figura 13 - Cenário de carregamento 2	22
Figura 14 - Cenário de carregamento 3	23
Figura 15 - Estrutura simplificada e identificação dos nós.....	24
Figura 16 - Situação simplificada ilustrada e tabelada por Isnard, et al [1].	24
Figura 17 - Diagrama de momentos flectores causado apenas pelo carregamento vertical	26
Figura 18 - Situação de impulsões laterais uniformemente distribuídas na galeria	27
Figura 19 - Situação de impulsões lineares ao longo da altura da galeria	27
Figura 20 - Diagrama de momentos flectores correspondentes ao cenário de carregamento 3	28
Figura 21 - Diagramas de momentos associados aos casos 1 e 3	29
Figura 22 - Representação ilustrativa de uma mola congruente com a lei de Hooke	31
Figura 23 - Representação ilustrativa de uma barra assente num meio de Winkler	32
Figura 24 - Reacções resultantes numa estrutura assente em fundação perfeitamente rígida	33
Figura 25 - Reacções resultantes numa estrutura assente em meio de Winkler	33
Figura 26 - Estrutura assente numa mola contínua (meio de Winkler).....	35
Figura 27 - Discretização dos elementos no modelo II	36
Figura 28 - Diagrama de esforços normais (Modelo II, valores em kN/m, valores negativos indicam compressão)	38
Figura 29 - Diagrama de esforços transversos (Modelo II, valores em kN/m)	39
Figura 30 - Diagrama de momentos flectores (Modelo II, valores em kNm/m)	40
Figura 31 - Estrutura em elementos de barra com a delimitação dos troços rígidos	42
Figura 32 - Elemento bidimensional com quatro nós, com uma dada espessura segundo o eixo 3.....	43
Figura 33 - Exemplo de um silo modelado e discretizado com elementos de casca [19]	44
Figura 34 - Secções críticas para a avaliação de esforços na galeria.....	45
Figura 35 - Convenção de sinais das tensões positivas num elemento de casca ($\sigma_{11} \equiv$ tensões horizontais, $\sigma_{22} \equiv$ tensões verticais)	47
Figura 36 - Carregamento a aplicar na estrutura e molas de fundação	47
Figura 37 - Discretização utilizada para a simulação da galeria.....	48
Figura 38 - Exemplo de um diagrama de tensões normais numa dada secção (de altura h) constituída por seis elementos finitos	49
Figura 39 - Tensões horizontais σ_{11} (Modelo III; unidades em kPa).....	50
Figura 40 - Tensões verticais σ_{22} (Modelo III; unidades em kPa).....	51
Figura 41 - Tensões σ_{12} (Modelo III; unidades em kPa).....	51
Figura 42 - Modelo da Galeria e parte do BCC introduzidos no software	54
Figura 43 - Definição da 17ª fase do processo construtivo.....	54

Figura 44 - Modelo da Galeria e parte do BCC discretizados introduzidos no software (esquerda) e estrutura completa discretizada (direita).....	55
Figura 45 - Tensões horizontais σ_{11} (Modelo IV, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa).....	56
Figura 46 – Tensões verticais σ_{22} (Modelo IV; $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa).....	56
Figura 47 - Tensões σ_{12} (Modelo IV; $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa).....	56
Figura 48 - Modelo ilustrativo de escoras e tirantes	58
Figura 49 - Diagrama de interação entre o esforço normal e o momento fletor para a secção S1, (considerando a combinação 1 (1,35PP) e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$, unidades por metro)	62
Figura 50 - Biela de compressão com ângulo θ	65
Figura 51 – Tensões horizontais σ_{11} no BCC (Modelo IV; $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa).....	68
Figura 52 – Tensões verticais σ_{22} no BCC (Modelo IV; $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa).....	69
Figura 53 - Diagrama de vetores da estrutura com ênfase na laje superior do betão estrutural	70
Figura 54 - Exemplos de colocação de armadura de esforço transverso.....	71
Figura 55 - Tipos de amarração e respectivos valores mínimos, adotado da NP EN 1992-1-1	72
Figura 56 - Malha representativa com armadura de flexão e de distribuição	72
Figura 57 - Pormenor ilustrativo de empalmes de varões incluindo distância livre (situação a considerar entre parênteses)	73

Lista de acrónimos

BCC	Betão Compactado com Cilindro;
ELS	Estado Limite de Serviço;
ELU	Estado Limite Último;
IL	Impulsões Laterais;
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
MEF	Método dos Elementos Finitos;
PP	Peso Próprio;
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;
SP	Subpressões;
USACE	<i>United States Army Corps. Of Engineers</i>

Lista de símbolos

Simbolos latinos

A	Área da secção;
E	Módulo de elasticidade (ou de Young);
E_d	Esforço atuante em determinada estrutura;
F	Força;
G	Ação permanente;
H	Altura do montante;
I	Momento de inércia;
L	Comprimento do vão;
M	Momento fletor;
N	Esforço normal;
P	Pré-esforço;
Q	Ação variável;
R	Reação;
R_d	Esforço resistente de determinada estrutura;
V	Esforço transverso;
b	Largura da secção;

c	Recobrimento;
c_{min}	Recobrimento mínimo;
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo que assegura a proteção às condições ambientais;
d	Altura útil da secção;
f	Tensão máxima resistente;
h	Altura da secção;
k	Rigidez de uma mola; parâmetro auxiliar;
$k_{1,2,3,4}$	Coefficientes para o cálculo de $s_{r,max}$;
k_s	Módulo de reação para um meio de Winkler;
k_t	Coefficiente que depende da duração do carregamento;
l	Comprimento do vão;
l_{bd}	Comprimento de amarração;
m	Parâmetro auxiliar;
q	Carga distribuída;
r	Reação distribuída; parâmetro auxiliar;
s	Afastamento entre armaduras de estribo;
$s_{r,max}$	Distância máxima entre fendas;
w	Largura de uma fenda; deslocamento;
x	Deslocamento;
z	Altura de uma fibra na secção em relação ao seu centro de gravidade

Simbolos gregos

Δ	Varição;
Σ	Somatório;
α	Ângulo entre os estribos e o eixo da peça;
γ_G	Coefficiente de majoração relativo a ações permanentes;
γ_P	Coefficiente de majoração relativo a ações do pré-esforço;
γ_Q	Coefficiente de majoração relativo a ações variáveis;
ϵ	Extensão;
ϵ_{cm}	Extensão do betão entre fendas;
x	

ϵ_{sm}	Extensão média das armaduras já contabilizando com a extensão do betão à tração;
θ	Ângulo entre as bielas de compressão no betão e o eixo da peça;
μ	Momento fletor reduzido;
ν	Coefficiente de Poisson; Esforço normal reduzido;
ξ_1	Coefficiente que depende da armadura de pré-esforço;
ρ	Taxa de armadura;
σ	Tensão normal;
τ	Tensão tangencial;
ϕ	Diâmetro do varão;
ψ_0	Coefficiente parcial relativo à combinação rara;
ω	Taxa mecânica de armadura

Índices

c	Betão;
d	Dimensionamento;
eff	Efetivo;
f	Fundação;
i,j	Índices de soma
k	Característico
s	Aço
t	Relativo à tração
w	Alma
y	Cedência

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento geral

Uma galeria de derivação (ou de desvio) é uma classe de estrutura de desvio provisório. Este tipo de estrutura tem como principal objetivo desviar um curso de água (existente ou potencial) de modo a facilitar o processo de construção de uma outra estrutura que, na ausência de um desvio, se revelava algo complexo.

Em geral, uma galeria de desvio poderá ter várias formas, sendo que não são dependentes das condicionantes do projeto destas estruturas. O formato e geometria da galeria do caso em análise serão especificados e ilustrados posteriormente.

No presente caso, esta estrutura servirá como desvio provisório para a construção de uma barragem em Betão Compactado com Cilindro, e será estudado e analisado principalmente para o processo construtivo. A estrutura em si, porém, será definitiva.

Entende-se por uma barragem como sendo uma estrutura de grandes dimensões que tem como principal função a retenção do escoamento de água, seja esta provinda de um caudal de um rio ou de origem pluvial. Como tal, pode ter várias funções associadas [5], sendo elas:

- Produção de energia hidroelétrica;
- Abastecimento de água;
- Controlo de cheias;
- Rega;
- Atividades de recreio;
- Recarga de águas subterrâneas;
- Controlo de poluição

O processo construtivo da mesma terá de ser cuidadosamente estudado, pois este poderá condicionar fortemente o funcionamento desejado da estrutura.

Uma barragem pode ser classificada de vários tipos, consoante a sua estrutura. A presente dissertação baseia-se no desvio provisório de uma barragem de gravidade em específico, construída em betão compactado com cilindro (BCC).

Uma barragem de gravidade é um tipo de barragem que consegue reter a água a montante através de atrito com o solo causado pelo seu próprio peso. É comum uma barragem desta espécie requerer condições de fundação muito exigentes, pois como se pode esperar, as forças horizontais requeridas para resistir aos impulsos hidrostáticos são importantes.

1.1.1. Betão compactado com cilindro (BCC)

Em geral, designa-se por um betão, um material que seja composto por uma pasta de consistência cimentícia, e material inerte. A pasta é formada por um ligante, normalmente cimento, e uma dosagem cuidadosa de água. Os inertes são usualmente materiais granulares, sendo a areia o caso mais comum. Pode também, na maior parte dos casos, prescindir de adjuvantes para melhorar uma certa e determinada característica considerada importante na natureza da obra. Estes, porém, são aplicados em dosagens muito reduzidas.

No entanto, depois de aplicado, existem várias formas de reforçar o betão. Estas, e também as características iniciais do material, originam uma miríada de designações diferentes, incluindo betões com polímeros, betões impermeáveis, ou até betões colocados debaixo de água.

O betão compactado com cilindro, ou BCC, é um material comumente utilizado em barragens e em pavimentos. É composto por um betão que, depois de aplicado, é compactado e vibrado geralmente com um cilindro vibrador. A particularidade neste processo está presente na energia de compactação utilizada, a qual é excepcionalmente superior à do betão comum [4]. Deste modo, a quantidade de água a misturar poderá ser menor, mantendo as mesmas quantidades de inertes e dosagens de ligante, mas com o custo da redução da trabalhabilidade.

Na aplicação de BCC em estruturas, o betão é colocado em várias camadas horizontais, conforme se ilustra na Figura 1 e na Figura 2. Cada uma delas é aplicada individualmente, e depois é compactada. É importante que este processo seja realizado adequadamente, pois caso contrário, pode originar fraquezas localizadas nas juntas entre camadas, ou maiores vazios interiores (que por sua vez aumentam a permeabilidade).

Apesar de todas estas condicionantes, o BCC apresenta algumas vantagens de grande relevo. Devido ao que foi referido anteriormente, o custo por metro cúbico do BCC revela-se uma fração do custo do betão comum, devido principalmente ao menor consumo de cimento por volume. Outra conveniência mostra-se na rapidez de aplicação, nomeadamente em barragens de gravidade. Pode-se aplicar muita quantidade de betão em relativamente pouco tempo, e com mão de obra reduzida.

A ideia de utilizar equipamento de compactação e movimentação de solos num betão foi primeiro proposta numa conferência em 1970 por J. Paton e J.M. Raphael. Numa altura em que não existia qualquer construção feita com BCC, esta ideia foi sugerida para a construção de barragens de gravidade. A partir dos anos 80 esta ideia foi popularizada e ainda é utilizada hoje em dia [4].



Figura 1 - Processo de compactação de uma camada de BCC [16]

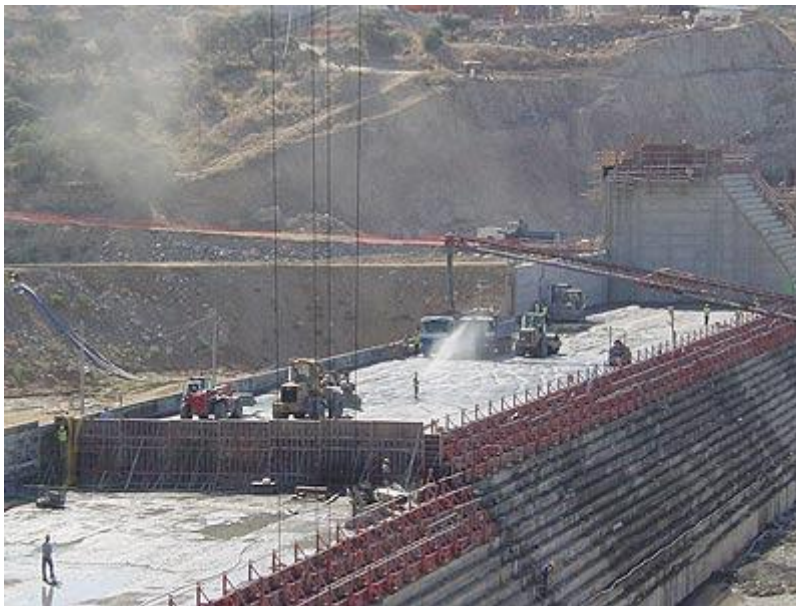


Figura 2 - Barragem em BCC durante o seu processo de construção [17]

1.1.2. Obras de desvio provisório

É comum serem projetadas estruturas que durante um período significativo da sua vida útil estão submersas em água (ainda que parcialmente). No caso das estruturas de betão, existem inúmeros tipos de obra onde tal é necessário, tal como pontes que atravessam cursos de água permanentes, ou barragens.

Para evitar a aplicação de betão diretamente em cima de água, ou sobre um solo húmido, é prática comum a implementação de uma ensecadeira no local do estaleiro da obra. Estas construções provisórias permitem a secagem e saneamento do terreno de fundação, impedindo o escoamento de água sobre o perímetro delimitado pelas mesmas.

No entanto, o escoamento de água terá de se realizar, pois não se pode simplesmente interromper o curso de água. Corre-se o risco de haver um “entupimento” e causar danos consideráveis na vizinhança do local da obra. Para evitar que isso aconteça, cria-se um desvio temporário do leito, não interferindo com o caudal escoado de jusante para montante, e ao mesmo tempo mantendo o estaleiro ou construção a seco.

No âmbito da construção de barragens, estes desvios provisórios são normalmente designados por galerias de desvio (ou de derivação) e, apesar de poderem não ter uma natureza permanente numa obra, não deixam de ter importância vital na mesma. Estas construções podem assumir várias formas, incluindo túneis construídos nos encontros (ver Figura 3), canais a céu aberto (ver Figura 5), ou até aberturas que são deixadas no próprio corpo da barragem (ver Figura 4). O tipo de desvio provisório a ser selecionado dependerá de aspetos topográficos e geológicos.

No caso das aberturas deixadas no corpo das barragens, estas podem ser transformadas na fase definitiva em galerias de descarga de fundo.

Independentemente do tipo adotado, qualquer desvio terá de ser dimensionado, tanto em termos hidráulicos, como geotécnicos e também estruturais. Um troço do canal que assente no terreno devido a uma fundação de má qualidade poderá condicionar gravosamente a construção vizinha. No caso de desvios no corpo de uma barragem, estes terão de ser dimensionados também de modo a suportar todo o peso da mesma.

No fim da construção da obra, poder-se-á prescindir da utilização do desvio provisório ou continuar a tirar partido dele. O fechamento destes desvios é feito com rolhões de betão que poderão vir a ser retirados caso sejam necessárias as construções de obras posteriores [3]. No caso desta dissertação, aborda-se o caso de aberturas deixadas no corpo da barragem.

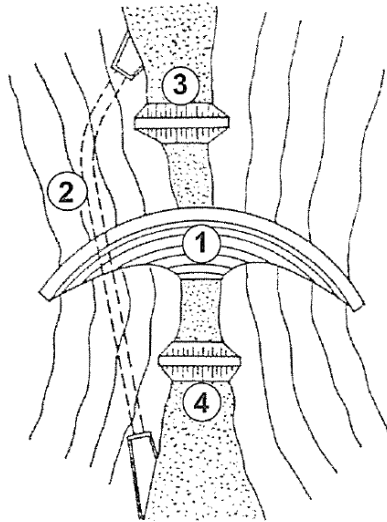


Figura 3 - Desvio provisório cujas entradas estão no encontro de uma barragem [18]

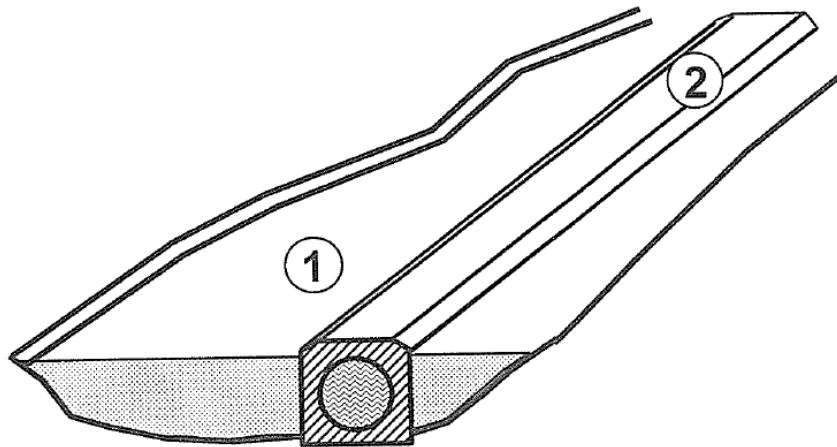


Figura 4 - Desvio provisório localizado no corpo de uma barragem [18]

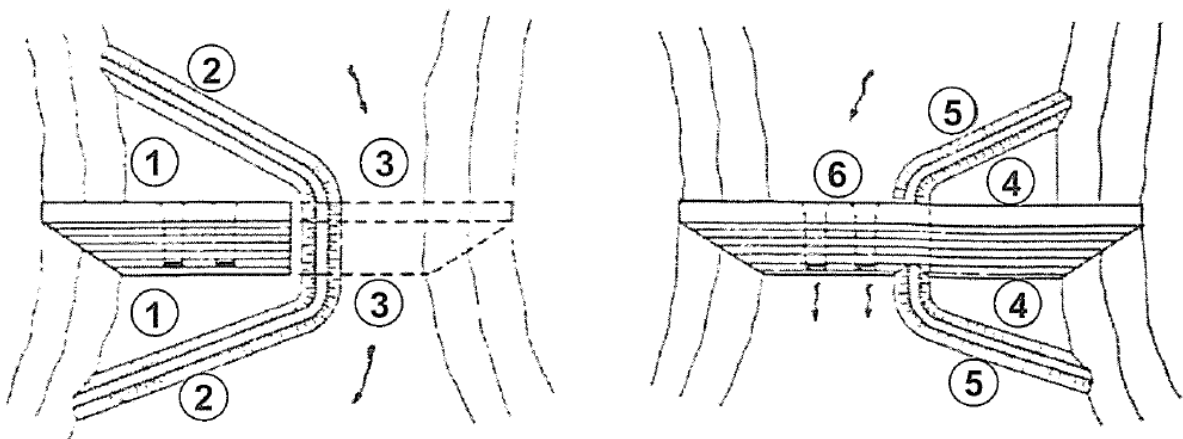


Figura 5 - Desvios provisórios a céu aberto, que alternam consoante a fase construtiva de uma barragem [18]

1.2. Objetivos

Considera-se, no âmbito deste trabalho, a construção de uma barragem em betão para conter o nível de água de um determinado vale. No entanto, antecipam-se condições adversas durante este processo, o qual se espera ser demorado. Uma das maiores condicionantes desta construção será sem dúvida garantir a passagem dos caudais durante a fase da obra.

Das várias soluções que se podem adotar para contornar este problema, aquela que se adotou foi a construção de uma galeria de derivação sob a barragem. Esta permite a passagem de caudais diretamente segundo a linha de água, sem ser necessária a criação de um desvio físico. Após a implantação desta estrutura, a construção da barragem em si sucede diretamente sobre a galeria.

Este trabalho tem como principal objetivo o estudo da estabilidade estrutural das galerias de derivação inseridas num projeto da barragem já mencionado. Para tal, serão feitas algumas análises de natureza diferente às galerias. Começar-se-á com uma análise simplificada, assumindo modelos de barra e prossegue-se com análises mais complexas, mas também mais próximas de soluções exatas. No total, serão elaborados quatro modelos, cuja complexidade aumenta progressivamente:

- I. Modelo com consulta de tabelas, assumindo elementos de barra;
- II. Modelo de elementos finitos, assumindo elementos de barra, com consideração do módulo de reação;
- III. Modelo de elementos finitos, assumindo elementos de casca, carga aplicada pelo BCC traduzida por uma carga uniformemente distribuída;
- IV. Modelo de elementos finitos, assumindo elementos de casca e contabilizando com o faseamento construtivo.

O motivo principal para esta análise está presente no facto de se querer avaliar a estrutura o mais precisamente possível, e também ter uma noção do desvio nos resultados obtidos pelas abordagens mais simplificadas. À medida que o trabalho progride, o grau de exatidão da análise feita aumenta, como ilustra a Figura 6.

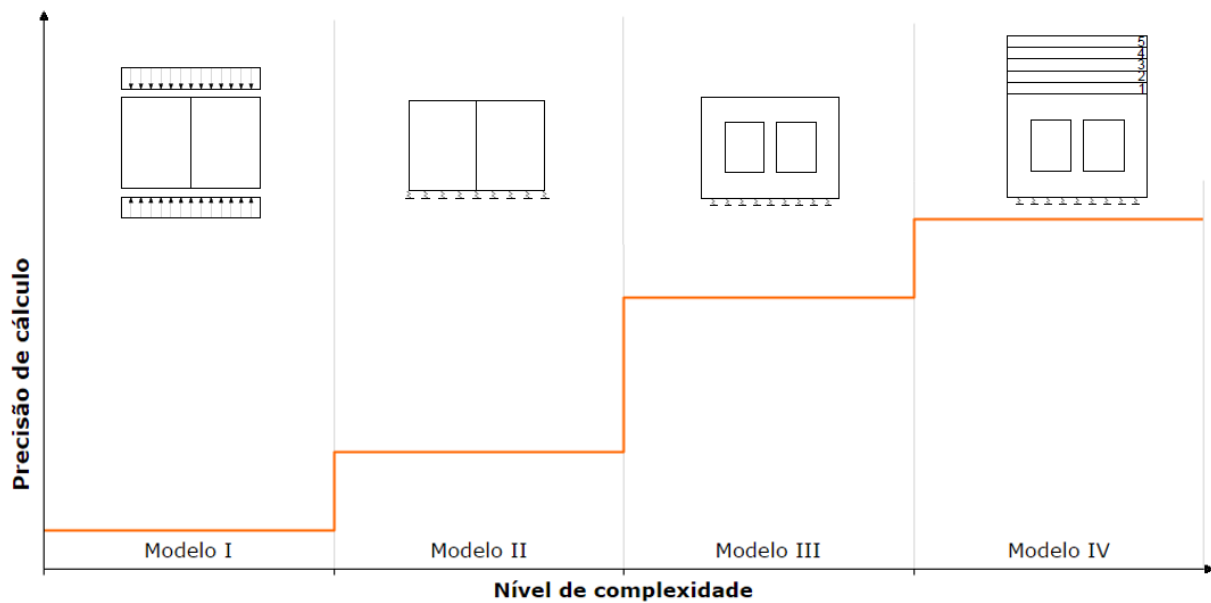


Figura 6 - Representação ilustrativa do grau de aproximação à realidade de todos os modelos (I a IV)

1.3. Estrutura do documento

O presente trabalho tem a seguinte estrutura:

No Capítulo 2 é introduzido o caso de estudo e todos os dados de base que foram fornecidos para ter um ponto de partida no trabalho. Os dados geométricos são também ilustrados em figuras e também no Anexo C.

No Capítulo 3 é feita uma análise prévia às condições de exposição da estrutura a analisar e define-se, consoante essas condições, os materiais estruturais a utilizar, bem como a classe de betão para o BCC.

No Capítulo 4 são enunciadas todas as solicitações físicas relevantes à estrutura que entram para a verificação da segurança da mesma. Também são referidos e descritos os critérios utilizados, e as suas fontes, para esta verificação.

No Capítulo 5 é efetuada uma análise simplificada à estrutura de betão armado da galeria. Assume-se que cada troço da mesma pode ser reduzido ao seu eixo, tornando-a numa estrutura simples com apenas elementos unidimensionais. Depois desta simplificação, procede-se a uma consulta de soluções tabeladas [1] para a obtenção de uma estimativa dos esforços nos vários nós da estrutura causados pelos cenários de carregamento estipulados *a priori*. Por fim, utilizando o equilíbrio de forças, obtém-se uma primeira aproximação dos diagramas de esforços.

No Capítulo 6 é efetuada uma simulação da mesma estrutura de elementos unidimensionais numa ferramenta numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Efetua-se também a modelação, de acordo com [2], das características da fundação por intermédio de molas. O objetivo desta análise é,

primeiramente, comparar com os resultados obtidos no capítulo anterior, e em segundo lugar obter uma estimativa mais verosímil para os esforços na estrutura.

No Capítulo 7, utilizando a mesma ferramenta, é efetuada outra simulação da mesma estrutura, mas esta é composta por elementos bidimensionais de casca ("shell"). Este capítulo pode-se subdividir em duas partes, sendo que a primeira aborda um modelo da galeria em que esta é carregada com uma carga uniformemente distribuída, correspondente ao peso do BCC da barragem totalmente construída. A segunda parte deste capítulo apresenta o estudo da mesma galeria, mas desta vez também é modelado o BCC como material e é feita uma análise ao faseamento construtivo tendo, portanto, resultados para cada fase do processo.

No Capítulo 8 são sintetizados todos os resultados obtidos para cada modelo, I a IV. Estes resultados traduzem-se, resumidamente, em esforços (N, V, M) e são apresentados em tabela e todas as suas diferenças entre modelos são comentadas e justificadas.

No Capítulo 9 procede-se ao dimensionamento das armaduras a incluir na estrutura de betão armado. Estas são as que correspondem à verificação da segurança relativamente aos Estados Limite Últimos de flexão, de Esforço Transverso e de Estados Limite de Fendilhação. Numa fase posterior é realizada uma outra verificação à segurança do BCC.

No Capítulo 10 são apresentadas algumas disposições dos elementos estruturais a aplicar na obra, para complementar o que foi definido no capítulo anterior. Com estes dois últimos capítulos é definida totalmente a pormenorização da estrutura, que também se apresenta no Anexo C.

No Capítulo 11, são inferidas conclusões gerais sobre o tema da dissertação.

2. CASO DE ESTUDO E DADOS DE BASE

2.1. Descrição geral da obra

A situação em análise consiste num bloco de uma barragem, correspondente a uma distância entre juntas de 24,00 metros, conforme a peça desenhada 2. O conjunto barragem-estrutura prevê uma altura total entre a fundação e o coroamento de 103 metros, sendo o corpo da barragem construído em betão compactado com cilindro (BCC) e a galeria em betão armado. Espera-se que se atinja um nível de pleno armazenamento de 100 metros de altura de água.

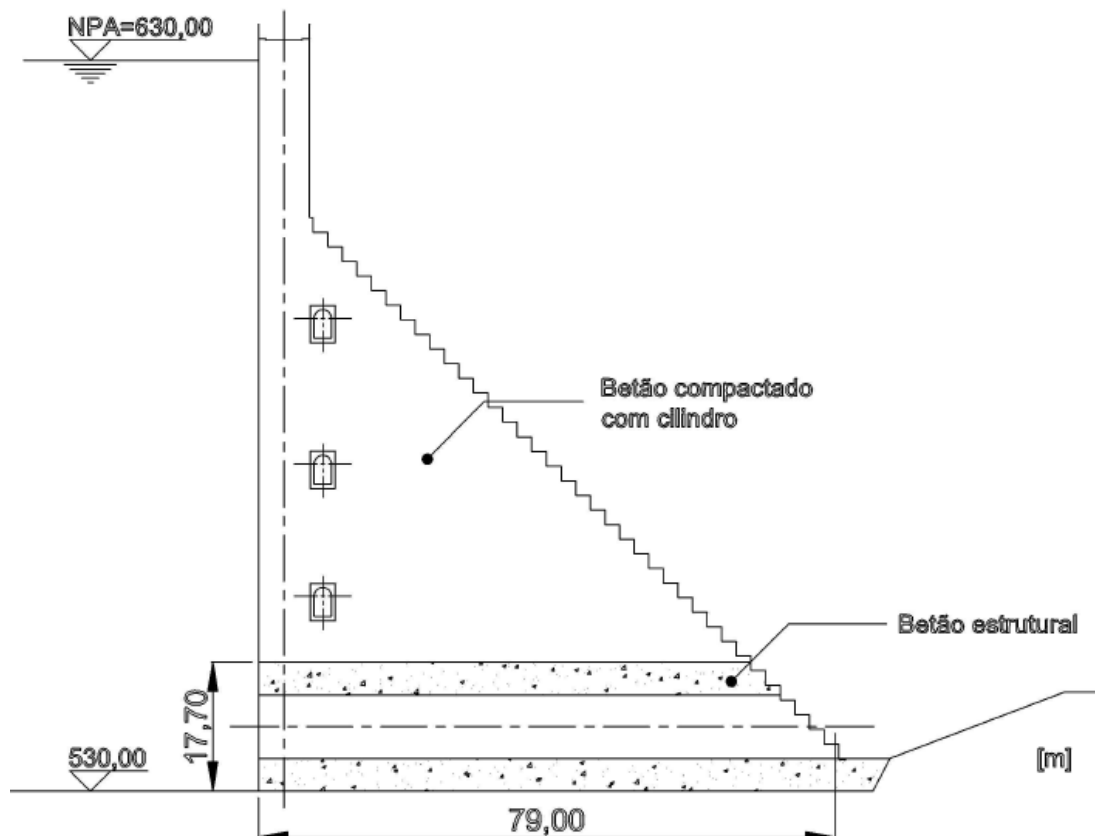


Figura 7 - Corte longitudinal da barragem

A galeria será implantada à cota 530,00 m. Com o corpo da barragem diretamente assente, a cota do coroamento atinge os 633,00 m. Como indica na Figura 7, a barragem terá uma forma “em escadas” do lado do paramento jusante, e será vertical a montante. A inclinação do paramento jusante é de 1 (V) para 0,79 (H).

Pretende-se que a galeria seja construída em betão C25/30, e que a classe a utilizar para o maciço de BCC seja o mais baixa possível, portanto C12/15.

No fim da construção da barragem, e porque se quer dar início ao seu funcionamento, cobrem-se as galerias com rolhões de betão armado a montante. Realça-se que estes rolhões também deverão ser dimensionados adequadamente, mas vão para além do trabalho previsto para o desenvolvimento desta dissertação.

A secção transversal da galeria pode ter diversas formas. Na maioria dos casos, a sua forma não condiciona de qualquer forma o seu bom funcionamento, independentemente das circunstâncias. No caso em questão, a secção terá uma geometria retangular, com dois furos retangulares correspondentes aos locais onde vai ocorrer o escoamento de água durante a fase construtiva. Os dados geométricos fazem já parte dos dados iniciais e estão apresentados na Figura 8.

Durante a construção, estas galerias serão pré-fabricadas e transportadas através de guias para o local onde serão fundadas. Também é importante referir que entre a rocha e a galeria será aplicado betão de regularização. Entre cada galeria será aplicado, também um material ligante de modo a formar juntas entre blocos. Após a colocação de todos os elementos estruturais, procede-se então para a aplicação de BCC.

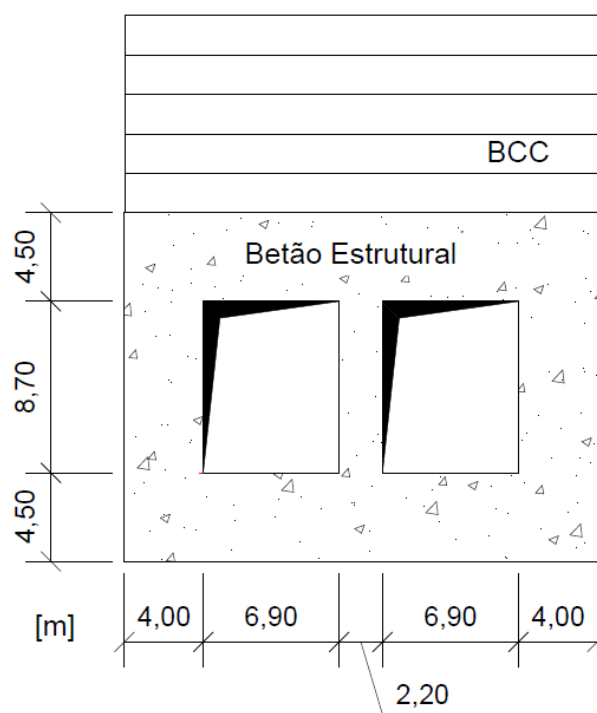


Figura 8 - Dimensões da secção em betão armado da galeria de desvio através do corpo da barragem

2.2. Geotecnia

De acordo com os dados fornecidos, o local projetado para a implantação da barragem é um vale com um maciço rochoso localizado no nível de fundação. Devido a algumas incertezas acerca do

estado do maciço, o projeto abrange duas situações geotécnicas distintas de modo a cobrir o caso mais condicionante que, à partida, é desconhecido.

Os dois cenários geotécnicos diferem apenas no estado em que se encontra o maciço. O primeiro admite que o maciço rochoso é de boa qualidade (reduzido grau de fraturação) e o segundo admite um maciço de pior qualidade (elevado nível de fraturação). Em termos de análise, a diferença que se apresenta entre os dois casos é na rigidez inerente ao terreno de fundação.

Tabela 1 - Designação das possibilidades de cada cenário geotécnico

Estado	Designação
Rocha não fraturada	Boas condições geotécnicas
Rocha fraturada	Razoáveis condições geotécnicas

2.3. Ações de projeto

As ações predominantes na galeria de desvio são o peso próprio da estrutura, da barragem assente, e impulsos hidrostáticos. Estes últimos podem corresponder a subpressões sob a galeria, ou a impulsos laterais na secção. Têm um valor significativo na verificação à segurança dos ELU, mas correspondem a um caso em que há infiltração de água nas juntas entre blocos, no caso em que estas sofrem rompimento. Considera-se que as ações de quaisquer utilizações no topo da barragem são desprezáveis em termos da sua ordem de grandeza.

3. MATERIAIS E DURABILIDADE

Uma estrutura é tão mais durável quanto maior for o seu período de vida útil. Este pode ser designado como o tempo em que não se deseja ter quaisquer custos de manutenção imprevistos.

A durabilidade de uma estrutura está inerente nos materiais utilizados na sua construção. Pretende-se que a estrutura seja bastante durável vista a sua natureza e funcionalidade. Como tal, definiu-se a estrutura como tendo 100 anos de período de vida útil.

3.1. Recobrimento

O recobrimento da peça de betão armado é a espessura de betão que existe entre a face exterior e a armadura. Esta medida é de importância vital para a durabilidade da estrutura, pois é esta que condiciona a suscetibilidade de ataques físicos ou químicos ao aço. Para além disso também é um fator que influencia outras problemáticas, como a aderência entre o aço e o betão e a resistência ao fogo.

De acordo com o ponto 4.4.1.2 de [6], o recobrimento mínimo (c_{min}) a utilizar será dado pela Equação (1).

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10 \text{ mm}\} \quad (1)$$

Em que $c_{min,b}$ é o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência e $c_{min,dur}$ é o recobrimento mínimo que assegura a protecção às condições ambientais. $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ e $\Delta c_{dur,add}$ são margens a contabilizar, respetivamente, um fator de segurança, o caso de se utilizar aço inoxidável ou não e o caso de se utilizar protecção adicional.

Dado que o valor recomendado para $\Delta c_{dur,\gamma}$ pela norma é 0 mm, e que não é utilizado aço inoxidável nem protecção adicional, todos estes valores tomam-se iguais a zero.

De acordo com o Quadro 4.2 de [6], $c_{min,b}$ deverá, para varões não agrupados, ser igual ao diâmetro do varão, isto é, 32 mm.

Para determinar $c_{min,dur}$, consultou-se o Quadro NA-4.3N de [6] (Anexo Nacional). Devido ao facto de a estrutura poder estar alternadamente húmida e seca, com uma variação na cota do nível da água, considerou-se uma classe de exposição XC4. Assumindo a estrutura como sendo da classe S6, o valor do recobrimento mínimo a utilizar é 40 mm.

Tem-se então:

$$c_{min} = \max\{32 \text{ mm}, 40 \text{ mm}, 10 \text{ mm}\} = 40 \text{ mm} \quad (2)$$

Há ainda lugar a considerar a expressão 4.1 de [6], que refere que o recobrimento nominal, c_{nom} , é dado por:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3)$$

Em que Δc_{dev} é uma margem de cálculo. O valor recomendado por [6] é de 10mm, o que resulta num valor de c_{nom} igual a 50 mm.

De acordo com o Anexo Nacional da NP EN 1992-1-1 [6], o recobrimento a adotar nas peças de betão armado dependerá da classe de exposição do mesmo, bem como o período de vida útil da estrutura.

Através da consulta do Quadro 6 do documento e admitindo, novamente, uma classe de exposição do betão XC4, tem-se um recobrimento mínimo de 40 mm. Porém, este valor indicativo é referente a uma estrutura projetada para um período de vida útil de 50 anos. A norma explicita que no caso de se tratar dum projeto com 100 anos de vida útil, os valores obtidos deverão ser aumentados em 10 mm. Como tal, o valor recomendado do recobrimento nominal, coincidente com a especificação E 464 (LNEC) [7], a utilizar é 50 mm.

3.2. Materiais

Para este projeto será necessário definir três materiais principais: betão estrutural, betão compactado com cilindro e aço das armaduras ordinárias.

O betão estrutural a utilizar deverá respeitar as regras estipuladas por [7]. Supõe-se, tal como em 3.1, que a estrutura pertence à classe de exposição XC4 por estar alternadamente húmida e seca. De acordo com o Quadro 6 deste documento, a classe mínima de betão a utilizar é C30/37.

Refere-se, no entanto, que para efeitos de cálculo se irá tomar conservativamente um betão com características C25/30, por ter sido inicialmente admitida esta premissa, ao nível dos dados de base, conforme se indica na Tabela 2.

Como o volume de BCC esperado é elevado, é ideal que seja utilizada uma classe de resistência baixa, pelo que se utilizará a classe C12/15.

Tabela 2 - Características dos betões a utilizar na análise da estrutura

Utilização	Classe	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$E_{c,28}$ (GPa)
Betão estrutural	C25/30	25	2,6	31
Betão Compactado	C12/15	12	1,6	27

É expectável utilizar elevadas quantidades de armadura num projeto desta dimensão. Assim, prevê-se favorável a colocação de aço A500, por forma a favorecer a pormenorização das armaduras. As características do A500 apresentam-se na Tabela 3.

Tabela 3 - Características do aço a utilizar na análise da estrutura

Utilização	Classe	f_{yk} (MPa)	E_s (GPa)
Armaduras ordinárias	A 500 NR	500	200

4. ACÇÕES E CRITÉRIOS DE PROJECTO

Este trabalho de dimensionamento baseia-se maioritariamente nos carregamentos que se preveem que a estrutura da galeria suporte. Considera-se de seguida as possíveis acções a ter em conta na verificação da segurança das estruturas.

Para um dimensionamento apenas de carácter estrutural, consideram-se os seguintes pontos como acções:

- Carregamentos estáticos
- Temperatura
- Retração
- Fluência
- Sismo
- Vento
- Neve

4.1. Estados limite últimos (ELU)

No contexto de um projeto de estruturas, o Estado Limite Último (ou de rotura) tem de ser obrigatoriamente cumprido. De acordo com o ponto 6.4.2. da NP EN 1990 [8], a verificação do estado limite de rotura é garantida se for respeitada, no modo mais geral, a inequação:

$$R_d \geq E_d \quad (4)$$

Em que R_d representa a resistência de cálculo dos materiais estruturais e E_d representa o valor de cálculo do efeito de uma dada combinação de acções do carregamento nos mesmos. De acordo com o ponto 6.4.3.2 de [8], E_d pode ser definido como traduz a Equação (5):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

Os coeficientes parciais de segurança utilizados para os materiais e para as acções foram os preconizados por [6], e estão apresentados, respetivamente na Tabela 4 e na Tabela 5.

Tabela 4 - Coeficientes parciais relativos à resistência

Coeficiente parcial	Betão (γ_c)	Aço (γ_s)
Combinação fundamental	1.5	1.15

Tabela 5 - Coeficientes parciais relativos às ações

Coeficiente parcial	Ações permanentes (γ_g)	Ações variáveis (γ_q)
Combinação fundamental	1.35	1.5

Os modelos de cálculo da resistência das peças estruturais são considerados em conformidade com a NP EN 1992-1-1 [6].

Refere-se ainda que, neste trabalho, se irá efetuar a verificação da segurança da estrutura ao esforço transversal, e esta será de acordo com o modelo proposto pelo REBAP [9].

4.2. Estados limite de serviço (ELS)

A verificação aos estados limites de serviço (ou de utilização) também são essenciais para qualquer projeto durante a utilização em serviço. Dentro destes estão incluídas as verificações relativamente à abertura de fendas.

A existência destes estados não tem como fim garantir o não colapso da estrutura, mas sim assegurar que esta tenha um comportamento em condições normais de serviço, bem como garantir o conforto dos seus utilizadores.

Convém referir que, uma estrutura de boa qualidade terá de respeitar a verificação aos ELU e ELS em simultâneo.

4.2.1. Estado limite de fendilhação

No presente trabalho será apenas feita a verificação à segurança à abertura de fendas para condições em serviço. O critério de verificação empregue será o preconizado por [6], que consiste em calcular uma estimativa da largura da fenda formada num elemento, w_k , e esta não poderá ser superior à máxima admissível, $w_{m\acute{a}x}$.

O valor de $w_{m\acute{a}x}$ a impor na verificação depende da classe de resistência e da função do aço no betão, isto é, se é aço para armadura ordinária ou se é para armadura de pré-esforço. Esse valor pode ser obtido diretamente através do Quadro 7.1N de [6].

Quanto ao valor de w_k , este pode ser estimado através da expressão 7.8 de [6]:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sm}) \quad (6)$$

Em que $s_{r,max}$ é a distância máxima entre fendas, ε_{sm} é a extensão média das armaduras já contabilizando com a extensão do betão à tracção, é ε_{cm} a extensão do betão entre fendas.

A diferença $\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sm}$ pode ser calculada da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7)$$

Em que σ_s é a tensão de tracção no aço admitindo que a secção está fendilhada, k_t um coeficiente que depende da duração do carregamento (igual a 0,4 para ações de longa duração), $f_{ct,eff}$ é o valor da tensão de rotura à tracção do betão efectiva (igual a f_{ctm} no caso da presa demorar os 28 dias programados), α_e o quociente entre E_s e E_{cm} , $\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A'_p}{A_{c,eff}}$, A_s a área de aço, $A_{c,eff}$ a área da secção efectiva de betão, A'_p a área de armadura de pré-esforço contida em $A_{c,eff}$ e ξ_1 um coeficiente que depende da armadura de pré-esforço.

O cálculo de $s_{r,max}$ é dado por:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (8)$$

Em que c é o recobrimento adotado nas armaduras longitudinais, ϕ é o diâmetro dos varões e os coeficientes k_1 a k_4 são recomendados pela norma e apresentam-se na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores recomendados pelo ponto 7.3.4 (3) da NP EN 1992 1-1 para os coeficientes k_1 a k_4

Coeficiente	k_1	k_2	k_3	k_4
Valor	0,8 (para varões de alta aderência) 1,6 (para armaduras de superfície lateral lisa)	0,5 (para flexão) 1,0 (para tração simples)	3,4	0,425

4.3. Ações Permanentes (PP)

Dentro das ações permanentes, estão incluídos os pesos do betão estrutural da galeria e do BCC.

Sabendo que a barragem terá no total 103 metros de altura, e que a galeria tem 17,7 metros de altura, estima-se que o BCC tenha uma altura de 85,3 m. Assumindo que o BCC, não sendo armado tem um peso volúmico de 24 kN/m³:

$$g_k = 24 * 85.3 \cong 2047 \text{ kN/m}^2 \quad (9)$$

Assim, estima-se que o peso aplicado pelo BCC será de 2047 kN/m². Numa fase inicial da análise, tomará a forma de uma carga uniformemente distribuída.

Considera-se que qualquer revestimento, ou outro tipo de carga permanente que eventualmente surja na barragem não irá causar nenhuma carga significativa, pelo que se despreza. Para além disso, o estado limite último abrange quaisquer incertezas nestes aspetos ao aplicar o coeficiente de majoração já indicado.

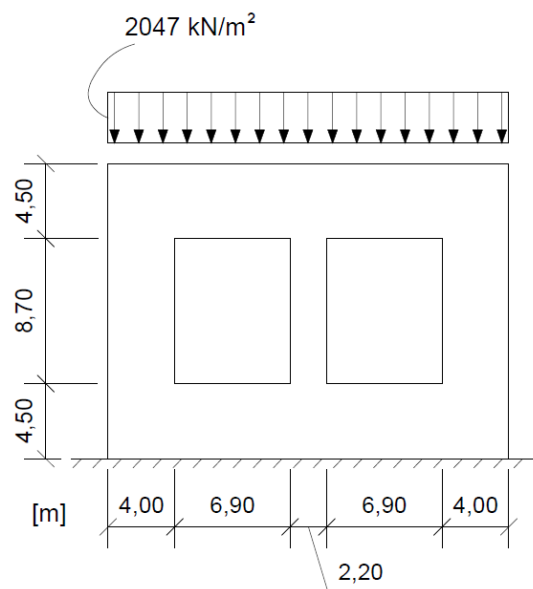


Figura 9 - Representação do carregamento causado pelo maciço de BCC

4.4. Ações Variáveis

Dada a natureza deste projeto é imprescindível contabilizar a ação da água, pois esta é a principal e a mais significativa, dentro do domínio das ações variáveis. Prevê-se que existirão subpressões a serem exercidas na face inferior da estrutura e eventuais impulsões laterais entre duas galerias no caso do rompimento das lâminas de estanqueidade localizadas entre os blocos estruturais, a montante da galeria.

4.4.1. Subpressões (SP)

Em fase de funcionamento, a galeria estará sujeita a impulsões causadas pela água. É evidente que esta ação será mais condicionante quando se atingir o nível de pleno armazenamento (NPA). Considera-se, na análise a realizar, que as subpressões atuam como uma carga uniforme distribuída na face inferior da galeria, semelhante ao carregamento do peso próprio que atua na face superior. Assumindo um peso volúmico da água de $9,8 \text{ kN/m}^3$ e 100 m de altura de água correspondente ao NPA, tem-se:

$$sp = 9,8 * 100 = 980 \text{ kN/m}^2 \quad (10)$$

A subpressão é, portanto, contabilizada com o valor de 980 kN/m^2 .

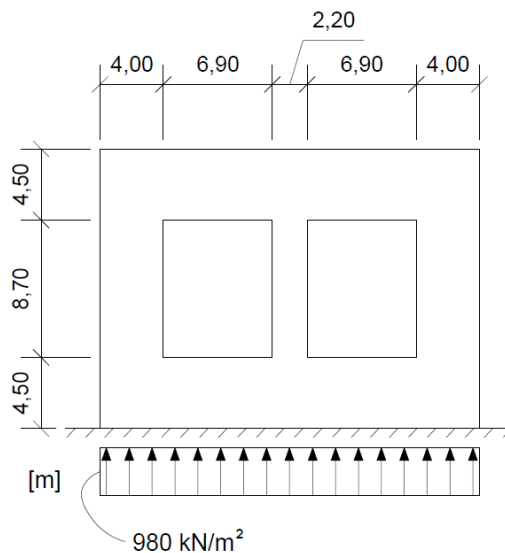


Figura 10 - Representação do carregamento causado pelas subpressões

4.4.2. Impulsões laterais (IL)

Num dimensionamento estrutural, é obrigatório prever todos os acontecimentos que poderão condicionar o funcionamento adequado do conjunto. Assim, em caso de acidente, poder-se-ão evitar eventualidades indesejáveis se a estrutura estiver dimensionada para estes casos.

Uma vez que se preveem juntas entre galerias, é interessante quantificar a ação das impulsões laterais causadas pela água que infiltra esta zona. Com o mesmo raciocínio que no ponto anterior:

$$Il_{topo} = 82,3 * 9,8 = 806,5 \text{ kN/m}^2 \quad (11)$$

$$Il_{base} = 100 * 9.8 = 980 \text{ kN/m}^2 \quad (12)$$

Logo, para fins de análise, esta carga será trapezoidal distribuída, com 806,5 kN/m² de valor acima e 980 kN/m² em baixo.

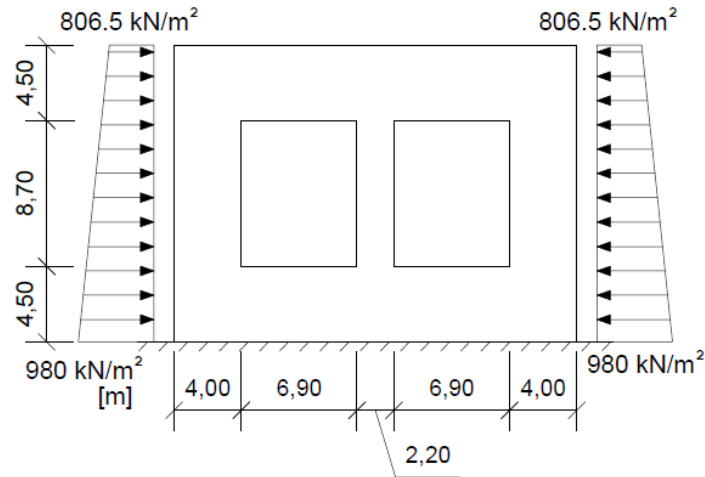


Figura 11 - Representação do carregamento causado pelas impulsões laterais

4.5. Combinações de carregamento

Para este dimensionamento estrutural foram considerados três cenários de carregamento baseados nas ações quantificadas nos pontos anteriores. Os cenários correspondem a:

- Situação permanente
- Nível de Pleno Armazenamento
- Rompimento de juntas durante o Pleno Armazenamento

A primeira combinação corresponde a uma fase em que não há água a montante. Como tal, a única ação exercida na galeria será o peso da barragem. Pode-se afirmar que esta combinação é efetivamente igual que o efeito das ações permanentes em termos de análise.

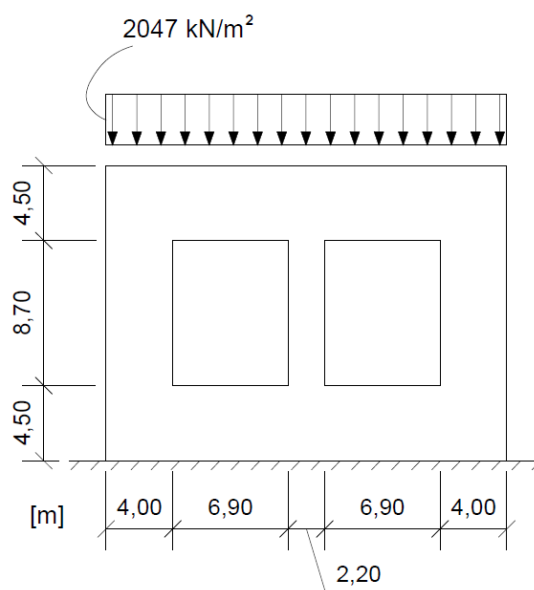


Figura 12 - Cenário de carregamento 1

A segunda situação de carregamento corresponde já a uma fase condicionante de funcionamento da composição estrutural. Este cenário impõe, como representado na Figura 13, uma subpressão localizada na face inferior da galeria. Subpressão essa, causada pela água durante um estado de pleno armazenamento. Para além disso, não se pode prescindir o efeito da carga permanente.

Resumindo, será necessário verificar a segurança a três combinações de carga para o ELU. A Tabela 7 sumariza os três casos, bem como os coeficientes de majoração a utilizar para cada ação.

Tabela 7 - Coeficientes de majoração dos efeitos das cargas a aplicar para cada cenário

ELU	PP	SP	IL
Combinação 1	1,35	-	-
Combinação 2	1,35	1,5	-
Combinação 3	1,35	1,5	1,5

Considerando que a ação da água é variável, justifica-se que o seu coeficiente de majoração possa ser 1,5. No entanto, a adoção de um coeficiente de majoração para esta ação poderá suscitar alguma ambiguidade, pois a água não sofre alterações no seu peso volúmico, nem poderá atingir uma altura superior àquela projetada. Para além disso existem situações em que a ação da água é considerada como permanente. Devido a esta incerteza, e para uma análise mais conservativa, o coeficiente de majoração a aplicar neste caso será 1,5.

Semelhante ao ELU, o ELS também será afeto de coeficientes adequados para o funcionamento em serviço. No entanto, como mostra a Tabela 8, os coeficientes são todos iguais à unidade, pois os efeitos das ações abrangem apenas o peso próprio e a água.

Tabela 8 - Coeficientes de combinação a aplicar para cada cenário nos ELS

ELS	PP	SP	IL
Combinação 1	1	-	-
Combinação 2	1	1	-
Combinação 3	1	1	1

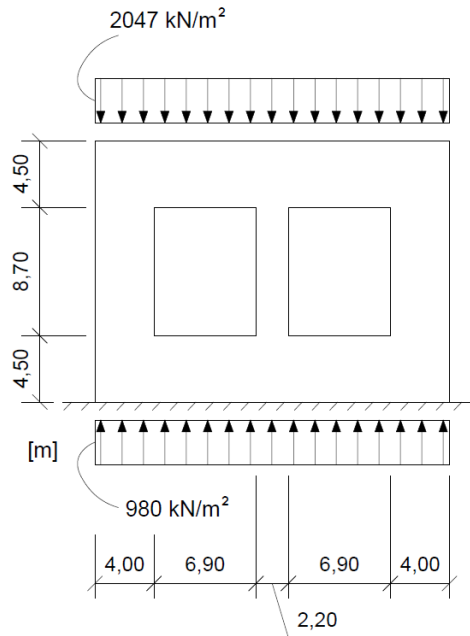


Figura 13 - Cenário de carregamento 2

O terceiro cenário de carregamento considera o rompimento das juntas entre galerias. Como já foi referido, o rompimento de uma junta implica a infiltração de água nessa zona, seguido de impulsões causadas pela mesma. Uma vez que estas ações são mais condicionantes quando a água atinge o NPA, poder-se-á combinar esta ação com a subpressão diretamente, como ilustrado na Figura 14.

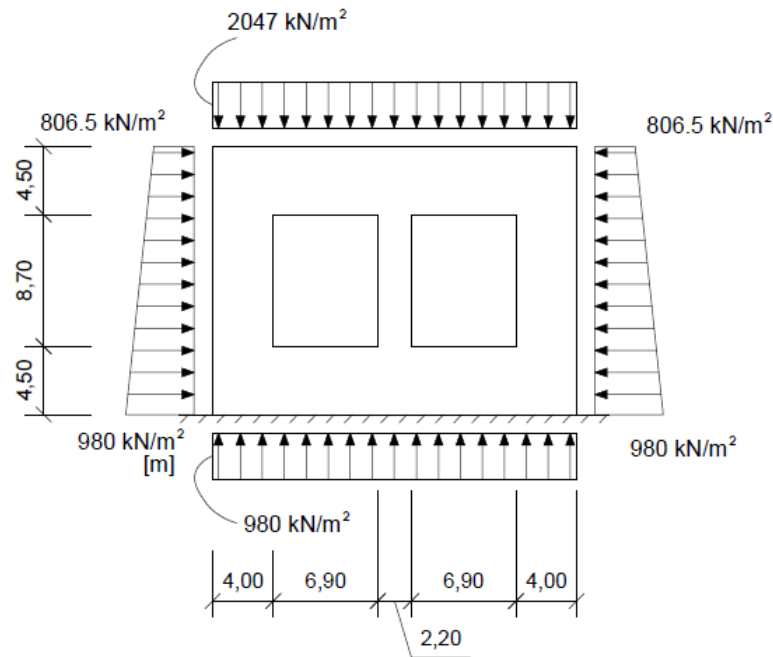


Figura 14 - Cenário de carregamento 3

4.6. Outras ações

Para além dos carregamentos que foram mencionados nos pontos anteriores, a generalidade das estruturas está sujeita a uma variedade de solicitações, entre as quais, o sismo, a ação da temperatura, da retração e da fluência, da neve e do vento. No entanto, considerar-se-ão estas como não sendo condicionantes para o caso em questão.

O sismo não se admite ser significativo devido ao facto de se tratar de um estudo de uma fase construtiva e, por conseguinte, um período de tempo relativamente pequeno. Para além disso, admite-se que a zona para onde está projetada construir esta obra é de sismicidade muito reduzida.

As outras solicitações mencionadas não serão contabilizadas na verificação à segurança no âmbito do presente estudo.

De referir, no entanto, a importância de efetuar em particular para as estruturas de BCC, um estudo das tensões que se originam por origem térmica (libertação de calor pelo betão durante o processo de endurecimento) que podem ser condicionantes para o controlo da fendilhação no corpo da barragem [5].

5. ANÁLISE DA ESTRUTURA ATRAVÉS DA CONSULTA DE TABELAS (MODELO I)

Com todas as hipóteses simplificativas tomadas, a secção transversal da galeria é então, retangular com a largura b igual à unidade e a altura h igual à espessura. Apesar de se tratar de uma laje, despreza-se o comportamento de laje para efetuar a simplificação de modelo de barra. Optou-se por uma consulta a tabelas fornecidas por Isnard *et al.* Este documento inclui secções com a mesma geometria da que consiste o problema, e permite calcular esforços causados por várias situações de carregamento de uma forma expedita. Também identifica os vários nós onde são calculados os momentos, que estão indicados na Figura 15.

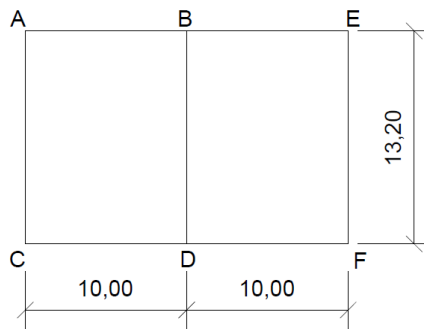


Figura 15 - Estrutura simplificada e identificação dos nós

5.1. Análise da situação 1

Neste caso, a secção está apenas sujeita ao seu peso próprio e ao peso do BCC assente no seu topo. Considera-se como hipótese simplificativa que a reação da fundação também é constante e de valor igual ao do carregamento. As tabelas consultadas incluem uma situação semelhante a esta, e está representada na Figura 16.

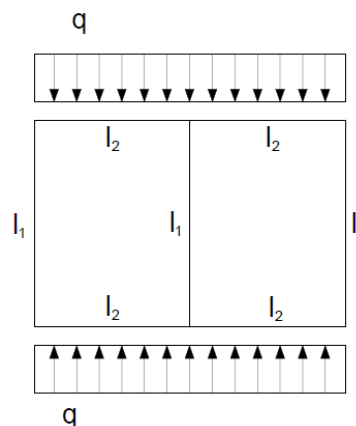


Figura 16 - Situação simplificada ilustrada e tabelada por Isnard, et al [1].

Para a obtenção destes momentos, será necessário recorrer ao cálculo de dois parâmetros intermédios, k e r , através das equações (15) e (16). Os momentos são calculados através das equações (13) e (14):

$$M_A = M_C = M_E = M_F = -\frac{ql^2}{12 \cdot r} \quad (13)$$

$$M_B = M_D = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{3k + 1}{r} \quad (14)$$

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l} \quad (15)$$

$$r = 2k + 1 \quad (16)$$

Em que I_1 é o momento de inércia (segundo a direção da flexão) associado a um troço vertical da secção, e idem para I_2 , excepto este corresponde a um troço horizontal, h corresponde à altura da linha média do troço vertical, e l corresponde ao comprimento da linha média do troço horizontal ($l = 10 \text{ m}$, $h = 13.2 \text{ m}$).

Os momentos de inércia I_1 e I_2 são, respectivamente:

$$I_1 = \frac{1 \times 4^3}{12} = 5.33 \text{ m}^4/\text{m} \quad (17)$$

$$I_2 = \frac{1 \times 4.5^3}{12} = 7.59 \text{ m}^4/\text{m} \quad (18)$$

Através dos mesmos, tiram-se k e r :

$$k = \frac{7.59}{5.33} \cdot \frac{13.2}{10} = 1.879 \quad (19)$$

$$r = 2 * 1.879 + 1 = 4.759 \quad (20)$$

Com o auxílio destes parâmetros, determinaram-se os momentos nos vários nós. Como indicam as Equações (13) e (14), os momentos independentes são apenas dois devido à dupla simetria da estrutura e do carregamento. Os valores destes momentos apresentam-se na Tabela 9. O andamento

e os valores nos meios vãos foram obtidos por equilíbrio, e o diagrama final apresenta-se na Figura 17.

Tabela 9 - Momentos causados apenas pelo carregamento vertical

Secção	Momento (kNm/m)
A; C; E; F	-5376.8
B; D	-35692.9

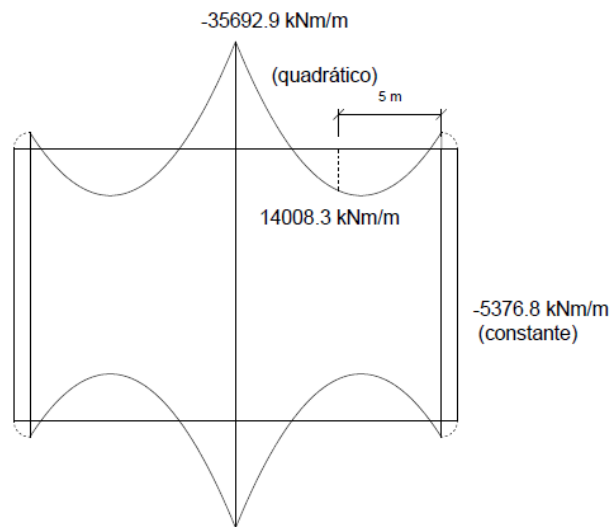


Figura 17 - Diagrama de momentos flectores causado apenas pelo carregamento vertical

5.2. Análise da situação 2

Neste caso, a barragem está a suportar uma altura de 100 metros de água a montante, criando subpressões na face inferior da galeria. Considera-se, então, como simplificação do modelo de cálculo, que esta subpressão “alivia” a reação da fundação. Devido à falta de casos de carregamento disponibilizados em [1], não há distinção entre um carregamento uniforme na face superior e na face inferior. Conservativamente, não se considera o efeito do “alívio” da reação, tornando esta situação de carregamento igual à situação 1. Concluindo, pode-se prescindir desta análise, pois seria integralmente igual à situação anterior.

5.3. Análise da situação 3

Relembra-se que a situação de carregamento 3 corresponde ao rompimento de juntas da galeria, enquanto ocorre o NPA.

Decompondo estas impulsões em parcelas uniformes e triangulares, pode-se também consultar e aplicar diretamente as tabelas fornecidas por [1]. Para a carga vertical, é como ilustra a Figura 16 da situação 1. Os carregamentos laterais, decompostos na parcela uniforme e triangular da impulsão estão ilustrados, respetivamente, na Figura 18 e na Figura 19:

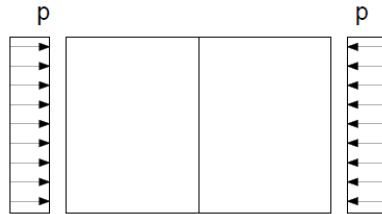


Figura 18 - Situação de impulsões laterais uniformemente distribuídas na galeria

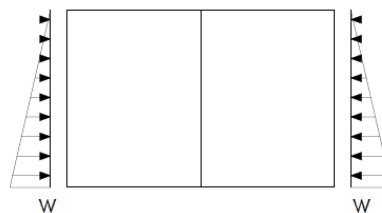


Figura 19 - Situação de impulsões lineares ao longo da altura da galeria

Os parâmetros k e r são os mesmos, mas no caso da carga lateral triangular surge um parâmetro novo m calculado pela equação (21):

$$k = 1.879, r = 4.759 \quad (21)$$

$$m = \frac{20(k + 6)r}{k} = 399.026 \quad (22)$$

Convém referir que a parcela uniforme lateral não tem parâmetros auxiliares adicionais.

Os momentos para os carregamentos laterais podem então ser determinados. Os seus valores estão representados na Tabela 10.

Tabela 10 - Momentos causados separadamente pelos carregamentos laterais na galeria

Carregamento	Secção	Momento (kNm/m)
Lateral, uniformemente distribuído	A; C; E; F	-13 874.5
	B; D (esquerda ou direita)	-6 937.2
Lateral linear	A; E	-1 402.3
	B	836.3
	C; F	-1 582.5
	D	656.1

Somando os valores obtidos aos já calculados para o carregamento vertical, obtêm-se os momentos resultantes para a cenário 3, sintetizados na Tabela 11. Tendo o conhecimento destes, pode-se determinar os momentos em qualquer secção através de equações de equilíbrio. Com essa informação obteve-se o diagrama de momentos ilustrado na Figura 20.

Tabela 11 - Momentos nas secções principais da galeria causados pelo cenário de carregamento 3

Secção	Momento (kNm/m)
A; E	-20 653.5
B	-27 919.3
C; F	-20 833.8
D	-28 099.6

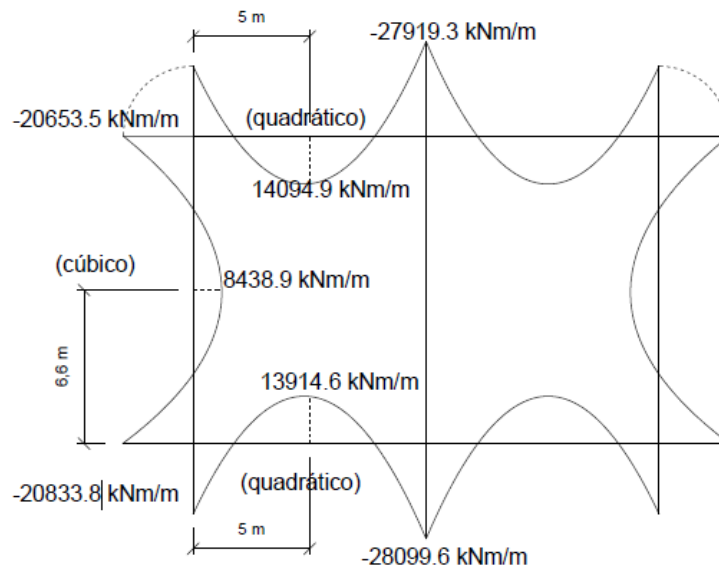


Figura 20 - Diagrama de momentos flectores correspondentes ao cenário de carregamento 3

É de referir ainda que, existem esforços normais importantes nas paredes da estrutura. Estes, porém, serão analisados numa segunda fase.

5.4. Envolvente do diagrama de momentos e quantidade de armadura de flexão

Apresenta-se, na Figura 21 a sobreposição dos diagramas de momentos associados aos casos 1 e 3.

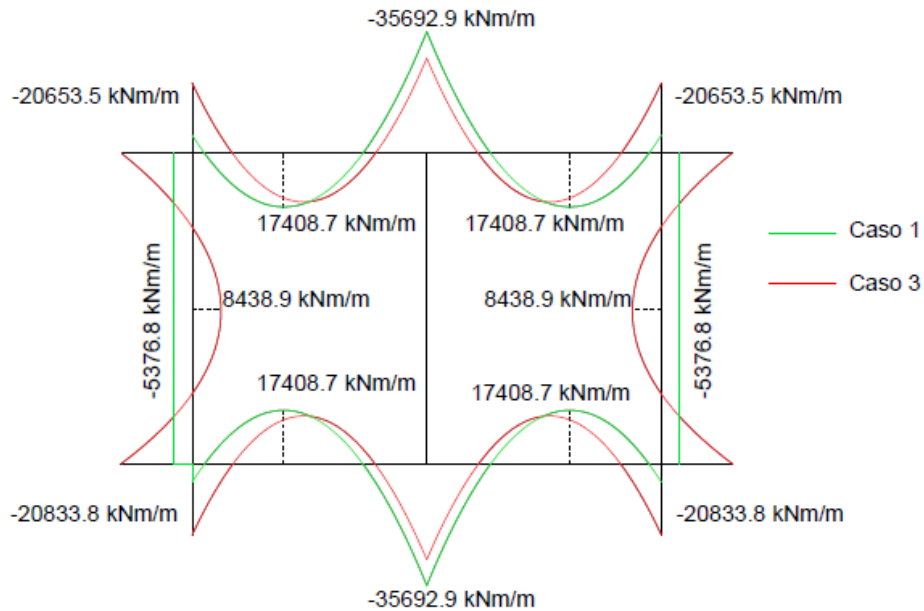


Figura 21 - Diagramas de momentos associados aos casos 1 e 3

A situação de flexão mais condicionante é aquela que corresponde à situação 1, com um momento fletor $M = -35\,692.9$ kNm/m e esforço normal associado nulo e localiza-se no apoio central da laje superior. Somente para obter uma ordem de grandeza dos esforços e da armadura, pode-se calcular uma estimativa da área de aço necessária. Assim, neste caso, poder-se-á recorrer às definições de momento reduzido μ e à consulta de [12] para a taxa mecânica de armadura ω necessária:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{35692.9}{1 \times 4.3^2 \times \frac{25000}{1.5}} = 0.116 \quad (23)$$

$$\mu = 0.116 \rightarrow \omega = 0.126 \quad (24)$$

$$A_s = \omega b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.126 * 1 * 4.3 * \frac{25}{\frac{500}{1.15}} = 0.02077 m^2/m = 207.69 cm^2/m \quad (25)$$

Alternativamente, recorreu-se a uma folha de cálculo para obter a armadura mínima necessária de flexão em que é contabilizada uma armadura de compressão. Deste modo pode-se reduzir a

quantidade de armadura. Supondo que a armadura de compressão é composta por duas camadas $\phi 32//0.200$ ($80,42 \text{ cm}^2/\text{m}$), chegou-se a uma área de armadura necessária de $200,54 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Portanto, com esta ordem de grandeza, poderia adotar-se 1 camada $\phi 32//0.100$ + 3 camadas $\phi 32//0.200$, que corresponde a $201 \text{ cm}^2/\text{m}$.

As quantidades de armadura serão objeto de otimização no decorrer dos restantes modelos. Na realidade, a simplificação feita neste capítulo tende a gerar esforços maiores e, portanto, mais conservativos. Apesar deste desvio ser do lado da segurança, convém modelar a estrutura e a sua fundação com mais precisão, de modo a evitar cometer erros desnecessariamente altos.

Para todos estes cálculos, foi desprezada a deformabilidade do terreno de fundação, o que gera um erro significativo relativamente àquilo que acontece na realidade. A consequência desta suposição é que a reação exercida pela rocha terá de ser uniforme na superfície. Na realidade, espera-se que serão geradas tensões de compressão maiores na superfície da fundação abaixo dos troços verticais da galeria.

6. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA UTILIZANDO ELEMENTOS DE BARRA (MODELO II)

No capítulo anterior, foram obtidos diagramas de esforços para toda a estrutura utilizando as hipóteses simplificativas já enunciadas.

Para uma melhor compreensão do funcionamento da estrutura, será interessante reproduzir a mesma para uma ferramenta de cálculo [14] e efetuar uma análise pelo método dos elementos finitos. Esta opção permite modelar a estrutura com mais precisão, e mais especificamente as suas condições de apoio com o terreno de fundação.

6.1. Lei de Hooke

Uma vez que a estrutura está assente diretamente no terreno, não se pode considerar que o seu apoio é “perfeitamente rígido”. Surge então, o conceito de apoio elástico, isto é, uma mola. Numa mola discreta, reside a Lei de Hooke traduzida pela equação (26):

$$F = kx \quad (26)$$

Em que F é força exercida pela mola (kN), k é a rigidez da mola (kN/m) e x o alongamento/encurtamento da mola.

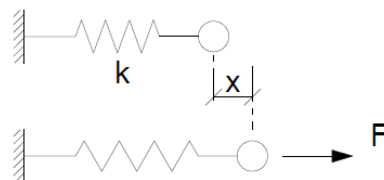


Figura 22 - Representação ilustrativa de uma mola congruente com a lei de Hooke

6.2. Meio de Winkler

Considerando, também, que a estrutura está continuamente apoiada, o problema deixa de poder ser traduzido por um conjunto de molas discretas. Passa então, a ser mais complexo, carecendo do conceito de “mola contínua”, mais conhecido por meio de Winkler [2]. Neste conceito, surge a lei traduzida pela equação (27):

$$R(x) = k_s \cdot w(x) \quad (27)$$

Em que $R(x)$ é a reacção (em kN/m) do apoio em função da posição x (em m), k_s é o módulo de reacção do meio elástico (em kN/m²), e $w(x)$ a deformação (em m) do corpo assente no meio, em função da posição x .

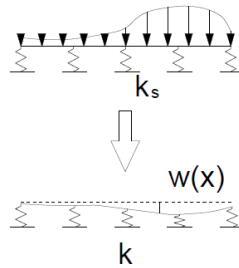


Figura 23 - Representação ilustrativa de uma barra assente num meio de Winkler

Convém referir que, quer para o caso em 6.1 ou para 6.2, estimar a rigidez requer ter conhecimento das características intrínsecas do material que constitui o apoio exterior. No caso do problema em questão, o apoio é contínuo, e o material é o maciço rochoso onde está assente a estrutura.

Este parâmetro é de alta importância para a modelação a efetuar e é necessário obter uma estimativa razoável. De acordo com Vesic, o módulo de reacção, k_s , para uma viga comprida assente num meio elástico, e pode ser avaliado por:

$$k_s = 0.65 * \sqrt[12]{\frac{E_s * b^4}{E_f * I_f}} * \frac{E_s}{b(1 - \nu_s^2)} \quad (28)$$

Em que E_s e E_f são os módulos de elasticidade do terreno de fundação e da viga, respetivamente, ν_s é o coeficiente de Poisson do meio, I_f é o momento de inércia da viga e b é a largura da viga [2].

6.3. Módulo de reacção

No capítulo anterior, a hipótese simplificativa tomada para o apoio consistia em pressupor que este era continuamente rígido, e prolongava-se por toda a face inferior da secção. Em tal caso, a reacção vertical consiste num diagrama constante (ver Figura 24). Porém, a utilização de um modelo assente num meio de Winkler, apesar de se aproximar mais da realidade, origina uma não-linearidade no diagrama correspondente à reacção vertical do terreno de fundação (ver Figura 25).

Realça-se que em ambos os casos, a seguinte equação vai ter de continuar a ser respeitada:

$$\int_0^{20} r(x) dx = q \quad (29)$$

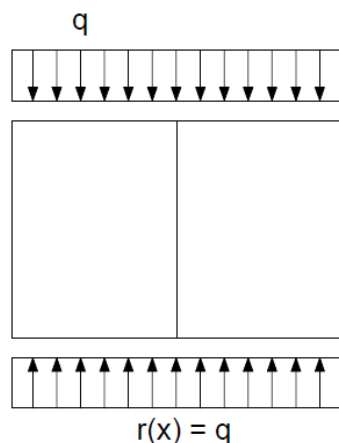


Figura 24 - Reacções resultantes numa estrutura assente em fundação perfeitamente rígida

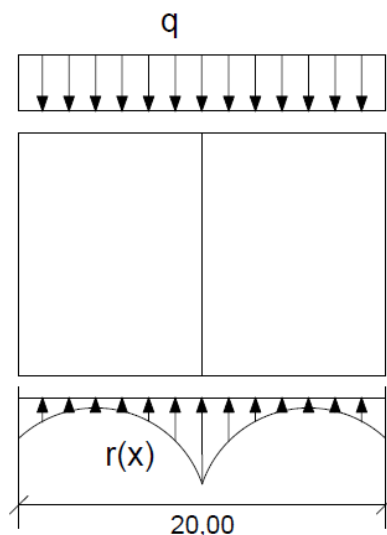


Figura 25 – Reacções resultantes numa estrutura assente em meio de Winkler

Uma vez que a transmissão das forças verticais da estrutura para a fundação é feita através das paredes verticais, é expectável que sejam geradas maiores tensões no solo imediatamente abaixo destas. Por outras palavras, a reação gerada pelo terreno de fundação à estrutura pode ser considerada como sendo uma concentração de tensões na região localizada junto à extensão da linha média das paredes verticais.

Em contexto de projeto, e por ser um estudo prévio, é aconselhável ter em consideração mais do que uma situação distinta para o terreno de fundação. Sabendo apenas que este é rochoso, faz-se um estudo de apenas dois cenários diferentes, podendo o maciço encontrar-se fraturado ou não. Designam-se os dois casos por F1 e F2 (boas condições geotécnicas e razoáveis condições geotécnicas, respetivamente) e atribui-se ao terreno de fundação um módulo de reação K diferente. O

caso F1 corresponde a um maciço mais rígido enquanto que o caso F2 trata dum maciço mais deformável.

Ainda conhecendo a fórmula proposta por Vesic para a estimativa destes valores, não se conhecem dados suficientes sobre o maciço rochoso, pelo que nesta fase da análise, os valores de K foram considerados nos dados iniciais, e apresentam-se na Tabela 12.

Tabela 12 - Cenários geotécnicos possíveis

Caso F1	Caso F2
Boas condições geotécnicas	Razoáveis condições geotécnicas
$K=7\ 500\ 000\ \text{kN/m}^3$	$K=500\ 000\ \text{kN/m}^3$

Salienta-se que, caso a fundação se tratasse dum solo granular, estes valores seriam significativamente menores.

Por se considerarem três cenários de carregamento em conjunto com duas condições geotécnicas diferentes, é gerado um total de 6 casos de estudo diferentes. Relembra-se também que, estando agora ao dispor de uma ferramenta numérica para a análise, a situação de carregamento 2 deverá deixar de ser considerada igual à situação 1. Os seis casos diferentes, são então enunciados na Tabela 13.

Tabela 13 - Condições geotécnicas e combinações de carregamento para cada caso particular de estudo

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6
Condições geotécnicas	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Situação de carregamento	1	1	2	2	3	3

É importante referir, ainda, que as molas a considerar para o modelo funcionarão apenas à compressão.

6.4. Definição da geometria e das características mecânicas do problema

Tal como no capítulo anterior, e por se adotar um modelo de barra, a estrutura a simular será reduzida a elementos unidimensionais, que coincidem com os eixos dos troços da estrutura real. Como tal, será composta novamente por trechos horizontais de 10,0 m de comprimento e verticais de 13,2 m de altura.

O betão a ser utilizado neste estudo, como já foi referido em 2.1, será de classe C25/30. As características relevantes a introduzir no modelo são, portanto, o módulo de elasticidade, E (GPa), e

o coeficiente de Poisson, ν . Os valores quantificados para estas características encontram-se na Tabela 14, e são de acordo com o ponto 3.1.3 de [6].

Tabela 14 - Parâmetros característicos do Betão C25/30 de acordo com a NP EN 1992 1-1

E (GPa)	ν (·)
31,0	0,2

O comportamento que se pretende modelar para a fundação é equivalente a um apoio elástico contínuo, que se prolonga a toda a face inferior da secção, como ilustrado na Figura 26. A este apoio elástico contínuo está associado o módulo de reação K , e utilizar-se-ão aqueles referidos na Tabela 12. Conforme referido anteriormente, é importante delinear que estas molas funcionam apenas à compressão, e ter-se-á o cuidado de incluir esta particularidade no modelo.

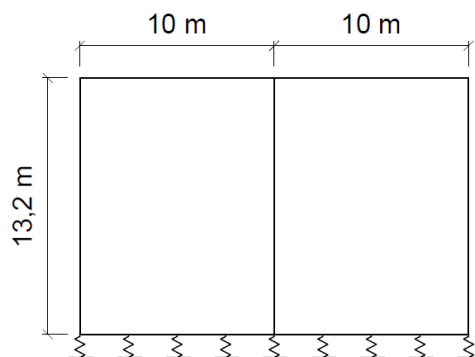


Figura 26 - Estrutura assente numa mola contínua (meio de Winkler)

6.5. Discretização

Devido à simplicidade computacional de um elemento de barra, poder-se-ão utilizar elementos de dimensões muito pequenas, mesmo dando origem a quantidades elevadas de elementos a analisar. Como tal, adotou-se a utilização de elementos de 0,125 m para os troços horizontais e de 0,165 m para troços verticais. A Figura 27 apresenta a estrutura já discretizada.

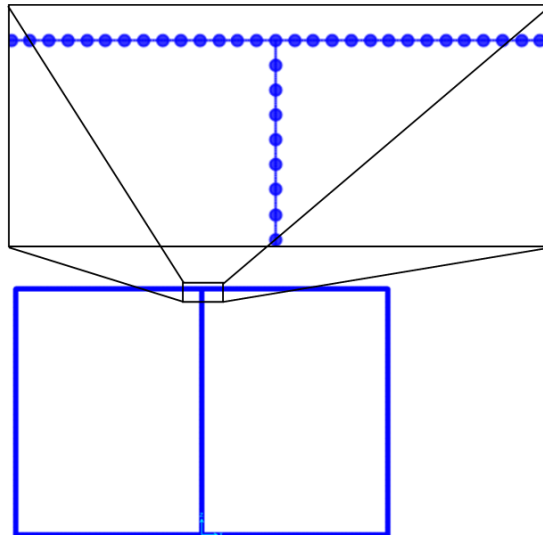


Figura 27 - Discretização dos elementos no modelo II

6.6. Resultados obtidos e análise crítica

Com todo o modelo definido, resta só correr uma simulação do mesmo com a finalidade de obter resultados.

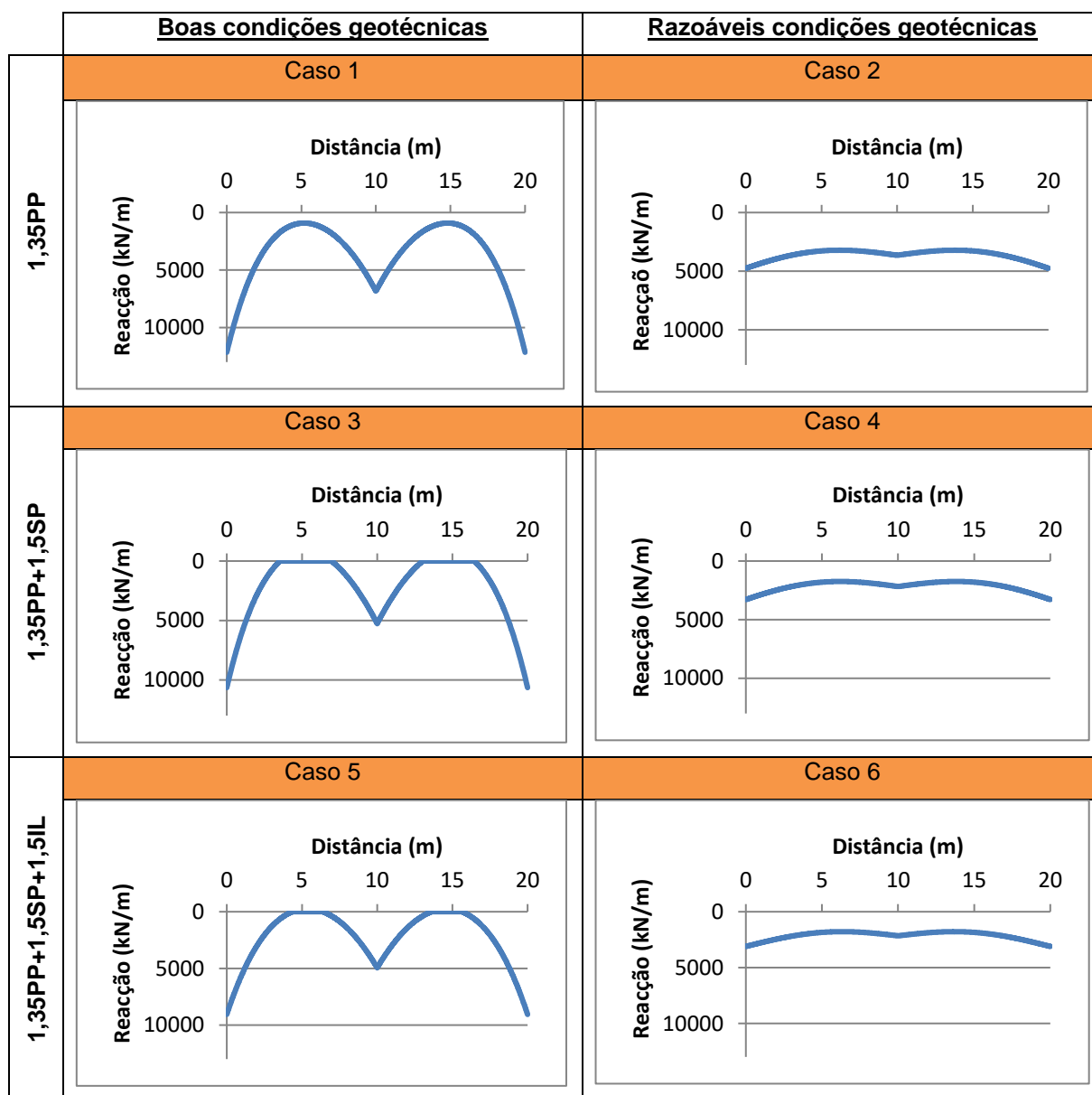
Este subcapítulo está dividido em duas partes. Na primeira será analisada a reação do exterior para cada caso geotécnico. Na segunda parte serão analisados os diagramas de esforços obtidos (N, V, M) da estrutura.

6.6.1. Diagrama de reação

Nesta fase, recorreu-se à modelação da estrutura para a obtenção de uma solução aproximada da “densidade de reação vertical” através de uma análise por elementos finitos. Relembra-se que será necessário estudar cada situação de carregamento para cada caso geotécnico.

Após a simulação da estrutura para cada cenário, foram elaborados diagramas que correspondem à reação da fundação na estrutura. Os resultados encontram-se sumarizados na Tabela 15.

Tabela 15 - Diagramas de reacção causados pela fundação modelada para cada caso (1 a 6)



Com base nos gráficos pode-se concluir que quando menos rígida for a fundação, esta há-de tender a gerar uma reacção mais próxima de uma distribuição constante ao longo do seu desenvolvimento.

Em todos os casos, as extremidades constituem os valores máximos da distribuição da reacção. Tal acontece devido à rigidez relativa dos troços verticais dos extremos em comparação com o troço central.

Com o surgimento de subpressões na galeria, nos casos 3 e 5, existem até partes do elemento que têm reacção nula, evidenciando que realmente há uma diferença entre os dois primeiros casos.

6.6.2. Diagramas de esforços

Conhecidos os diagramas de reação, prossegue-se para a obtenção e análise dos esforços da estrutura para este modelo. Os diagramas de esforços normais, transversos e de momentos fletores estão na Figura 28, na Figura 29 e na Figura 30, respetivamente.

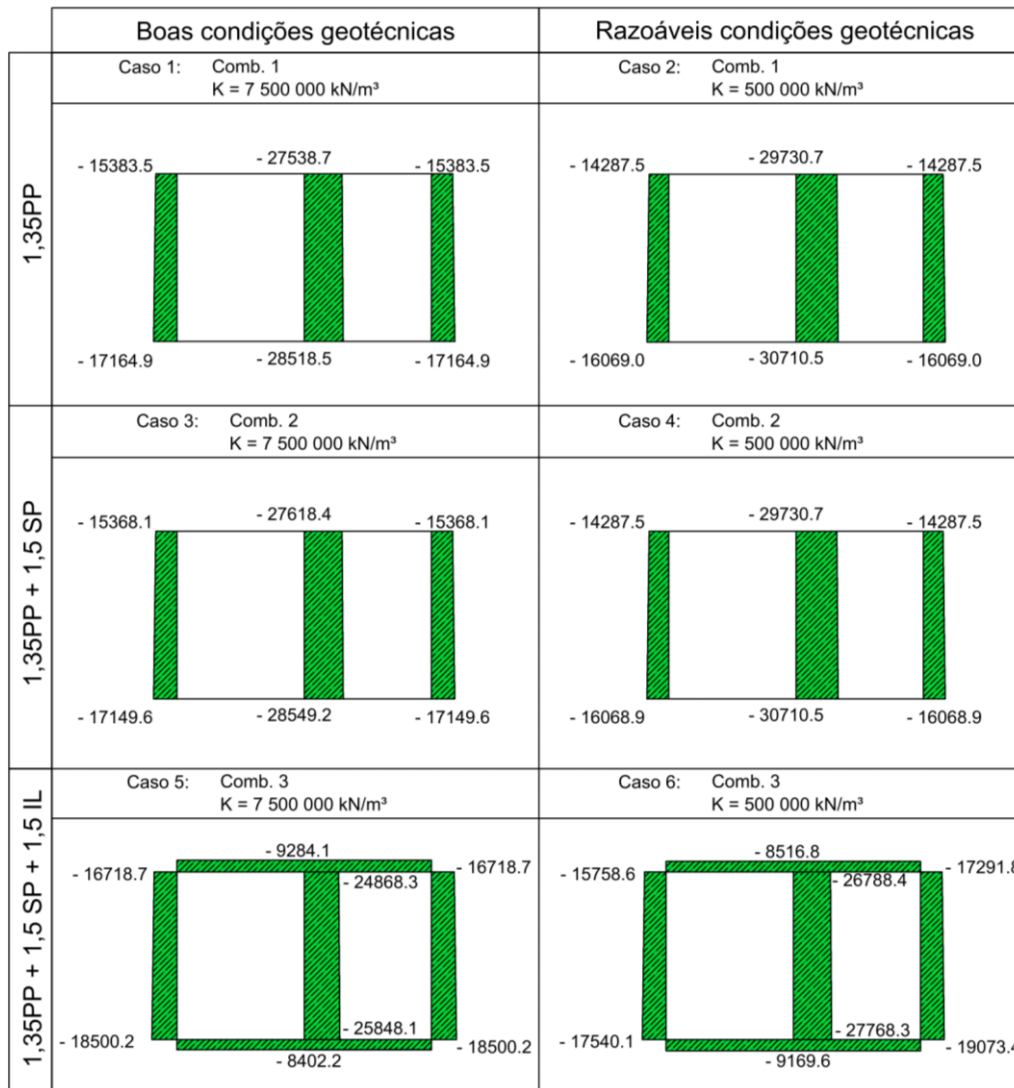


Figura 28 - Diagrama de esforços normais (Modelo II, valores em kN/m, valores negativos indicam compressão)

Apesar de já serem distinguidos como casos diferentes na análise, os esforços normais quase que não sofrem nenhuma alteração do cenário de carregamento 1 para o cenário de carregamento 2.

Em relação ao modelo anterior, é possível notar uma diferença no andamento do esforço normal nos troços verticais. Tal deve-se ao facto de não se ter contabilizado o peso próprio da galeria no Modelo I e, por conseguinte, o grau da função nesse modelo é constante também nos troços verticais. É de realçar, também, que o esforço normal deixa de ser nulo nos casos 5 e 6 devido às impulsões laterais.

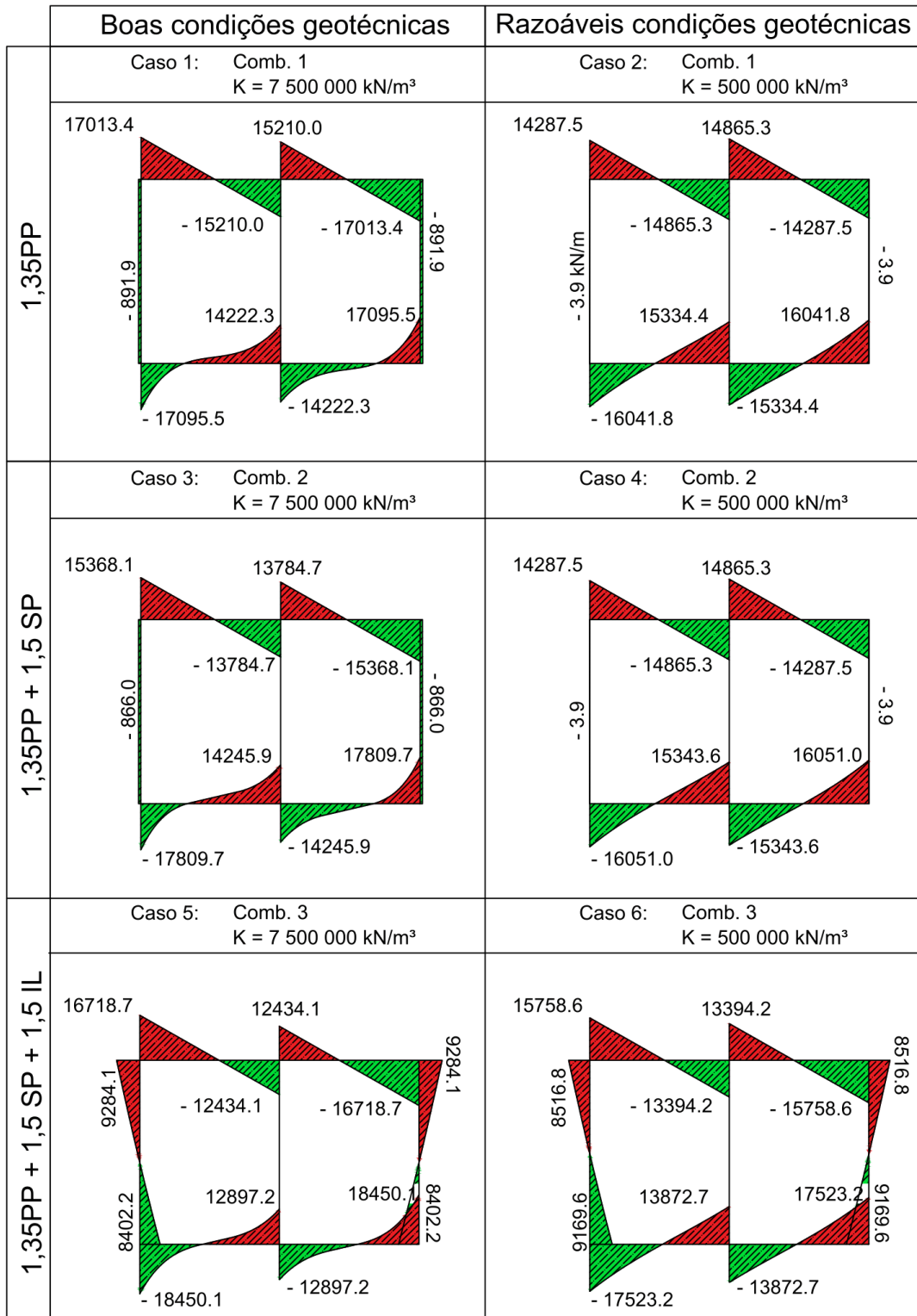


Figura 29 - Diagrama de esforços transversos (Modelo II, valores em kN/m)

Acerca dos esforços transversos, poucas conclusões se podem tirar. A diferença entre ambas as condições geotécnicas é visível, sendo o diagrama mais próximo de uma reta no caso de se tratar de uma fundação com comportamento mais flexível.

Também como na Figura 28, os valores do esforço transversal são quase idênticos nas duas primeiras situações de carregamento, para cada condição geotécnica. Esta semelhança está mais visível entre os casos 2 e 4, em que os valores são praticamente iguais.

Segue-se então para a obtenção dos diagramas de momentos fletores. Estes também serão significativamente diferentes que os obtidos pela consulta de tabelas. Na Figura 30 estão apresentados os momentos da envolvente nos vários nós.

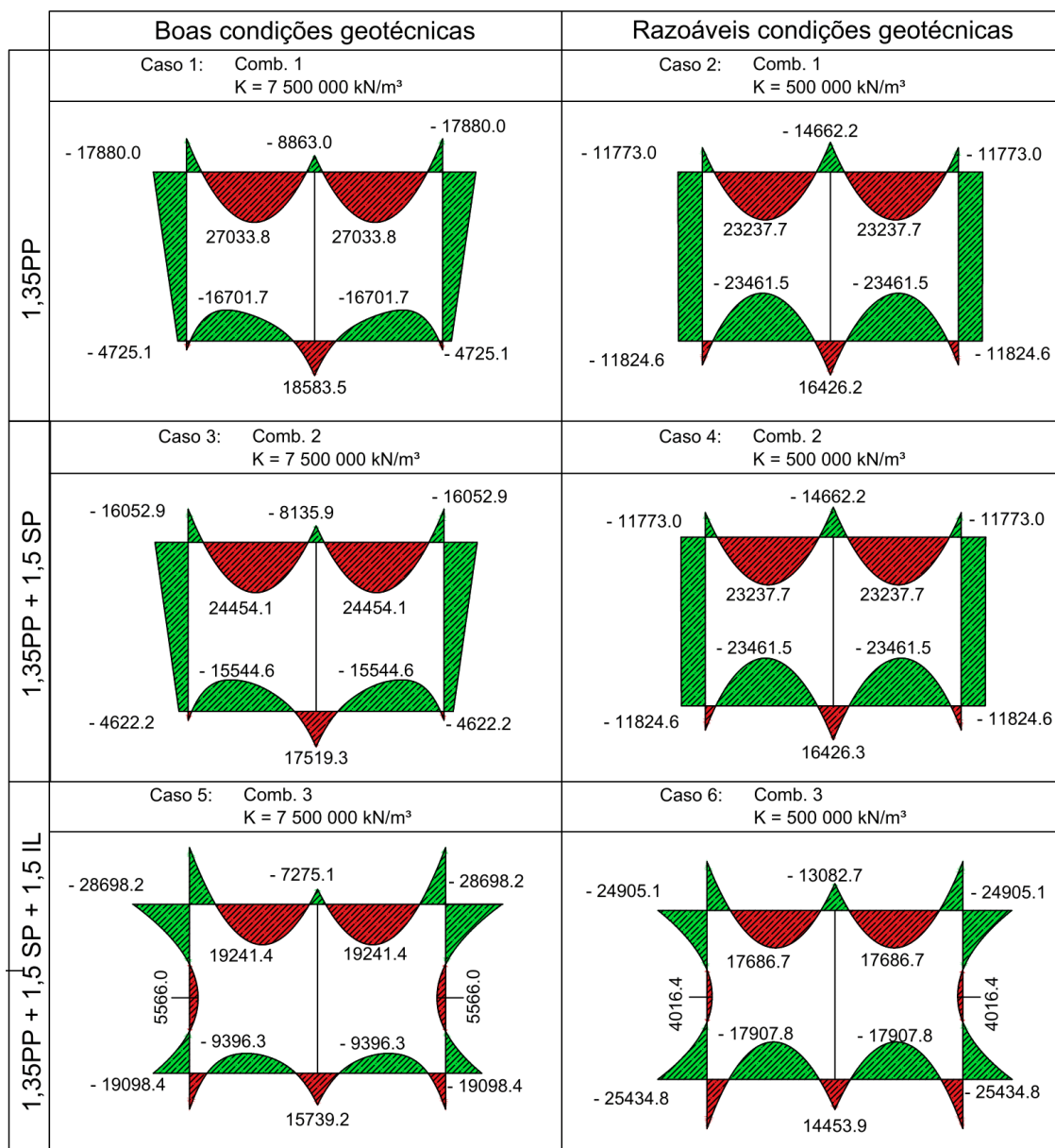


Figura 30 - Diagrama de momentos fletores (Modelo II, valores em kNm/m)

Os momentos negativos tornam-se, no geral, menos condicionantes. Apesar de haver uma redução de cerca de 20% do momento máximo negativo, os momentos localizados nos meios-vãos sofreram um aumento considerável. Entre A e B, o maior momento positivo registado assume o valor de

27 033.8 kNm/m. Assim, estima-se que a quantidade de armadura de momentos negativos seja semelhante à de momentos positivos.

Seguindo o mesmo raciocínio que em 5.4, poder-se-á calcular uma estimativa da quantidade de armadura para estas novas distribuições de esforços. Salienta-se que neste caso, o momento máximo negativo ocorre na situação de carregamento 3, que está associada a esforços de compressão em todos os troços. Portanto, analisar-se-ão dois casos, o momento máximo negativo e o momento máximo positivo.

Na análise, uma vez que se terá de ter em consideração o esforço normal, deixa de fazer sentido seguir pelo mesmo cálculo que foi feito em 5.4. Este caso, tratando-se de flexão composta, recorreu-se [12], que estima para estes casos um valor de ω_{tot} , correspondendo à taxa mecânica de armadura total. A partir dessa, calcula-se um valor indicativo de área total de aço necessária, $A_{s,tot}$. Os resultados deste procedimento, bem como todos os seus valores intermédios, apresentam-se na Tabela 16. Relembra-se que ambos os momentos máximos ocorrem nos troços superiores da galeria, e que a armadura superior será em igual quantidade que a inferior.

Tabela 16 - Estimativa da área necessária de armadura longitudinal para a verificação aos ELU (Modelo II)

Secção	Momento (kNm/m)	Esforço Normal (kN/m)	μ	ν	ω_{tot}	$A_{s,tot}$ (cm ² /m)
Topo da parede	-28 698,2	-9 284,1	0,085	-0,124	0,06	103,50
Meio vão da laje superior	27 033,8	0	0,080	0	0,19	327,75

Sabendo que duas camadas de $\phi 32//0.200$ (uma superior e outra inferior) têm um total de 80,42 cm²/m, conclui-se que quatro camadas $\phi 32//0.200$ em ambos os lados são quase suficientes para verificar a segurança, com 321,68 cm²/m. Neste caso, teria de se diminuir o espaçamento entre varões na primeira camada, por exemplo, para 10 cm.

Recorrendo à mesma folha de cálculo referida em 5.4, observa-se que, ao considerar a existência de armadura de compressão, a diferença é palpável. Analisando o segundo caso, que se revelou ser mais condicionante, a área mínima de armadura de flexão é de apenas 150,84 cm²/m (apenas para a armadura inferior, supondo uma armadura de compressão de 80,42 cm²/m). Com este resultado, conclui-se que quatro camadas $\phi 32//0.200$ a dispor na face inferior da laje de topo são, de facto, suficientes para verificar o ELU à flexão.

Porém, como no capítulo anterior, estes dados são considerados preliminares, e não são definitivos para o dimensionamento, devido ao facto de se considerar esta aproximação como sendo demasiado grosseira.

6.7. Modelação alternativa com contabilização da largura dos apoios

A estrutura e as suas dimensões sugerem que a redução da mesma aos seus eixos pode ser demasiado grosseira. De facto, os vãos livres “reais” têm apenas 6,9 metros na horizontal e 8,7 metros na vertical. Seria, portanto, interessante realizar também uma análise a uma estrutura com a mesma geometria, mas com os vãos reduzidos referidos. Tal é possível se se considerar que as extremidades de cada barra terão um dado comprimento em que são rígidas, sendo esse comprimento igual a metade da largura do apoio correspondente, ilustrado na Figura 31.

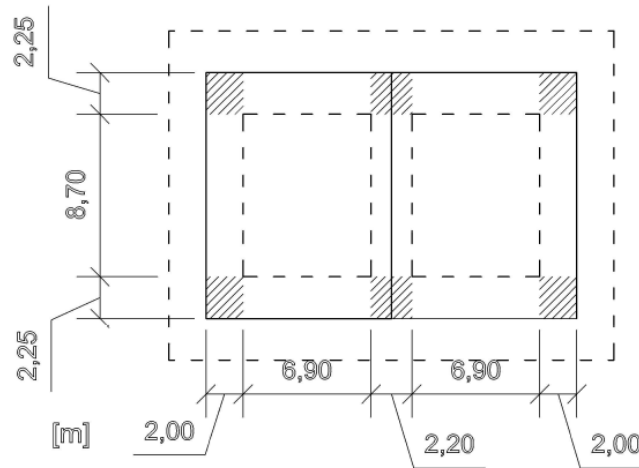


Figura 31 - Estrutura em elementos de barra com a delimitação dos troços rígidos

Uma análise a este modelo poderá ser um passo à frente em relação aos modelos anteriores e, por isso, relevante ao problema. Porém, esta não está incluída na presente dissertação em lugar daquelas que são efetuadas no capítulo seguinte.

7. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA UTILIZANDO ELEMENTOS DE CASCA (MODELOS III E IV)

Num projeto de estruturas, é comum existirem elementos estruturais de natureza diferente. O exemplo mais básico é o caso de um edifício, em que é necessário dimensionar vigas, colunas, lajes e ainda outros componentes. Na modelação de colunas e vigas é normal aplicar o modelo de barra. Mas quando se quer avaliar o comportamento de uma laje, os modelos de “casca” são mais adequados. Como consequência, será necessário empregar um elemento mais adequado do que um unidimensional.

Uma vez que a estrutura do problema é composta por troços espessos e vãos relativamente pequenos, será vantajoso efetuar uma análise mais precisa. Confia-se que, em vez de elementos lineares, um modelo de elementos bidimensionais irá produzir resultados mais próximos da realidade.

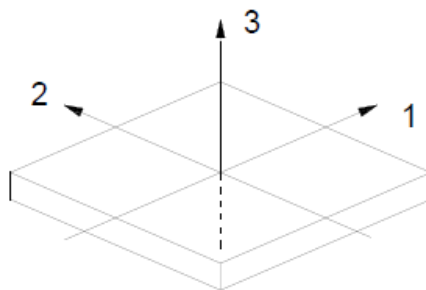


Figura 32 - Elemento bidimensional com quatro nós, com uma dada espessura segundo o eixo 3

Os elementos bidimensionais, como o nome indica, são elementos que têm duas dimensões significantes, mais uma terceira, a espessura, que é de ordem de grandeza inferior às outras duas (ver Figura 32). Podem simular desde estados planos de tensão a estados mais complexos que envolvem tensões no próprio plano combinadas com tensões fora do plano. É importante referir que estes elementos têm pelo menos três nós.

Na atualidade, é comum realizar simulações de estruturas em projetos para a verificação da segurança utilizando estes elementos. Experiências constataam que a utilização de elementos bidimensionais pode substituir, em inúmeros casos, os elementos tridimensionais devido à sua elevada exigência computacional e a diferença desprezável nos resultados. Tal como os elementos de barra, ou quaisquer outros, é importante definir uma malha que assegure uma solução de boa qualidade. Porém, devido à maior complexidade do elemento de duas dimensões, torna-se mais fácil conceber um modelo que seja computacionalmente mais exigente, e que requeira um tempo de execução bem acima do ótimo.

Dentro dos elementos bidimensionais existem dois tipos: os de placa e os de casca. O primeiro é o mais simples, pois apenas lida com tensões segundo o próprio plano. Por outras palavras, se se pretender analisar um caso que consista apenas num estado de tensão plano, o método mais adequado será o MEF com elementos de placa. O último é um tanto mais complexo, pois este inclui tensões dentro e fora do seu próprio plano.

O elemento de casca (ou “Shell element”) tem o seu nome baseado nos casos em que a utilização deste elemento é a mais prática, isto é, superfícies curvas em 3D. Estas abrangem uma variedade de estruturas de espécies diferentes, sendo que os casos mais correntes são lajes de edifícios e silos. No entanto, a sua utilização também existe frequentemente fora da engenharia de estruturas.

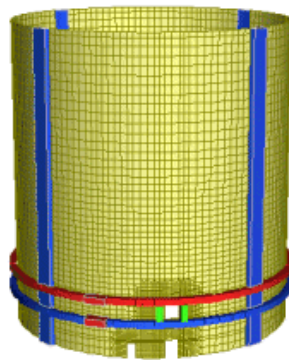


Figura 33 - Exemplo de um silo modelado e discretizado com elementos de casca [19]

Dentro deste domínio poderá optar-se por utilizar um modelo de casca fina ou espessa. A diferença entre as duas está na contabilização da deformabilidade por esforço transversal, embora esta última seja apenas adequada para elementos com uma espessura da ordem de grandeza de 10% das outras dimensões [13].

É usual empregar este modelo em estruturas com alguma complexidade. Mesmo se se considerar utilizar elementos tridimensionais, convém ponderar a alternativa de elementos de casca pelo simples facto de que estes são computacionalmente menos exigentes.

No caso em análise, não se pretende estudar a deformação da galeria fora do plano da secção, pois o objetivo é estudar apenas os esforços transversais da mesma. Assim, a utilização de elementos de placa ou de casca é indiferente, pois os resultados serão os mesmos. Contudo, a estrutura será modelada com elementos de casca.

Ao contrário dos modelos anteriores, os elementos de casca apenas terão esforços de tensões associados. Como tal, será necessário obter estes valores através dos resultados obtidos, por integração das tensões. Este processo será de grande relevo neste capítulo e será descrito ulteriormente.

7.1. Definição da geometria e das características mecânicas do problema

Pretender-se-á, com esta via, validar os resultados obtidos nos pontos anteriores através de elementos unidimensionais. Para tal, esta análise irá incluir a obtenção dos esforços principais (N, V e M) nas secções críticas, S1 a S7, como indicado na Figura 34.

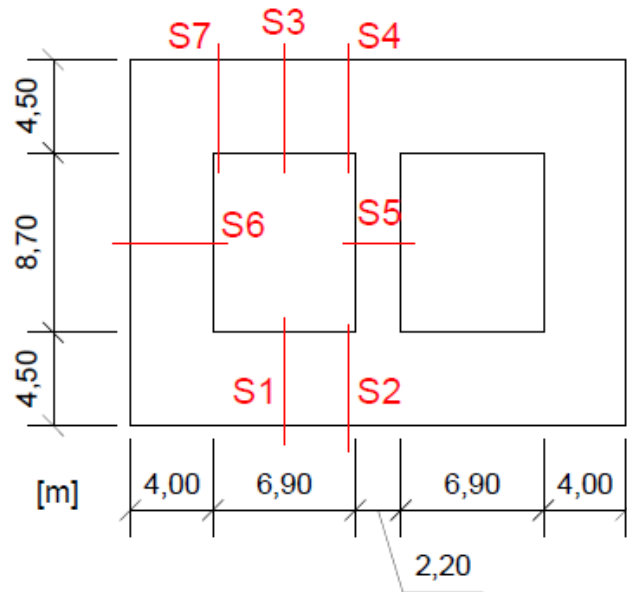


Figura 34 - Secções críticas para a avaliação de esforços na galeria

Dada a capacidade do modelo a ser utilizado, será dado um passo à frente na análise ao problema. Para além de se obter os esforços nas secções condicionantes, como foi feito nos pontos anteriores, será também realizado, mais adiante, um estudo às camadas de BCC diretamente por cima da galeria.

7.1.1. Parâmetros do Betão

O betão estrutural, como corresponde à mesma estrutura que no capítulo anterior, não sofre alterações nas suas características mecânicas, pelo que se usaram as mesmas, apresentadas na Tabela 17.

Tabela 17 - Características introduzidas para o betão estrutural no modelo de casca

E (GPa)	31,0
ν (-)	0.2

7.1.2. Parâmetros do BCC

Uma vez que se irá proceder à modelação do BCC, ter-se-á, também, de ter conhecimento prévio das suas propriedades mecânicas inerentes. Na ferramenta utilizada [14], as características mais importantes a traduzir serão os valores do módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

Para ter conhecimento destes parâmetros, consultou-se [11], pertencente à U.S. Army Corps of Engineers (USACE), que contém informação relevante.

7.1.2.1. Módulo de elasticidade (E)

O módulo de elasticidade do BCC vai ter uma diferença apreciável relativamente ao betão corrente. Através da fórmula 4-2 de [11], e devido à ausência de dados empíricos, o módulo de elasticidade pode ser estimado através da Equação (30).

$$E = 57000(f_{ck})^{1/2} \quad (30)$$

Em que as unidades de f_{ck} e E são expressos em psi.

Admitindo que o betão utilizado no BCC é da classe C12/15 ($f_{ck} = 12 \text{ MPa}$), tem-se então:

$$E = 57000(12 * 145.0)^{\frac{1}{2}} = 2\,377\,658.5 \text{ psi} = 16397.6 \text{ MPa} \quad (31)$$

7.1.2.2. Coeficiente de Poisson (ν)

De acordo com o parágrafo 4-3. b. de [11], a maioria dos BCC têm um coeficiente de Poisson inerente entre 0.17 e 0.22. O documento refere que, no caso de não se dispor de resultados experimentais deverá adotar-se 0.20 para o coeficiente de Poisson.

7.2. Modelo simplificado (Modelo III)

Antes de se começar com uma análise mais complexa do faseamento construtivo, é interessante elaborar um modelo ligeiramente mais simplificado para comparar os valores dos esforços entre as duas situações.

Foi então criado um modelo “fictício” da galeria, em que não se considerou o BCC no topo da mesma. Admitiu-se, em vez disso, que existia uma carga distribuída de 2047 kN/m², aplicada no topo da estrutura, semelhante à dos capítulos anteriores.

Convém referir que, a criação e a simulação deste modelo foram realizadas, novamente, na mesma ferramenta [14]. Para a interpretação dos resultados fornecidos pelo mesmo, apresenta-se de seguida uma convenção de orientação e nomenclatura para as tensões nos elementos. Essa convenção está representada na Figura 35.

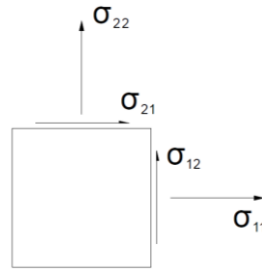


Figura 35 - Convenção de sinais das tensões positivas num elemento de casca ($\sigma_{11} \equiv$ tensões horizontais, $\sigma_{22} \equiv$ tensões verticais)

7.2.1. Ações e apoios

Face ao nível de detalhe associado ao Modelo IV, será comparativamente analisada apenas a situação de carregamento 1. Para além disso, este estudo está mais concentrado no processo construtivo. Como tal, apenas será estudado o carregamento mais simples, no qual apenas a própria barragem gera peso por cima da galeria.

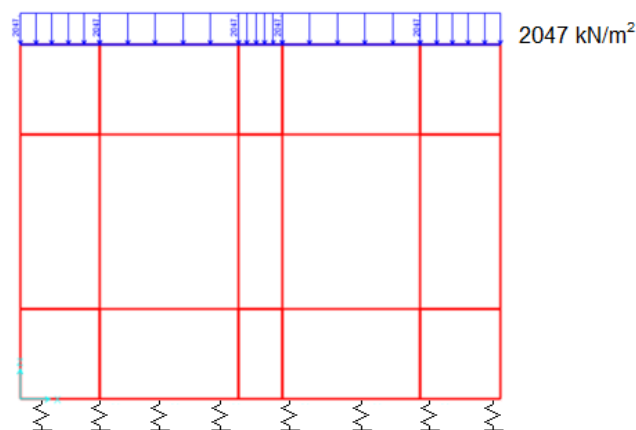


Figura 36 - Carregamento a aplicar na estrutura e molas de fundação

Os apoios continuam a corresponder a um meio de Winkler, correspondente ao cenário geotécnico F1 ($K = 7\,500\,000 \text{ kN/m}^3$) ou ao F2 ($K = 500\,000 \text{ kN/m}^3$).

7.2.2. Discretização

Dada a dimensão da galeria, a discretização a efetuar terá de ser cuidadosa. A mesma terá de garantir uma solução realista, mas sem ser muito exigente em termos computacionais. No caso de não respeitar a última condicionante, obter e estudar os resultados obtidos será uma tarefa bastante

mais fastidiosa, ainda que os resultados apresentem mais veracidade. A discretização feita está representada na Figura 37.

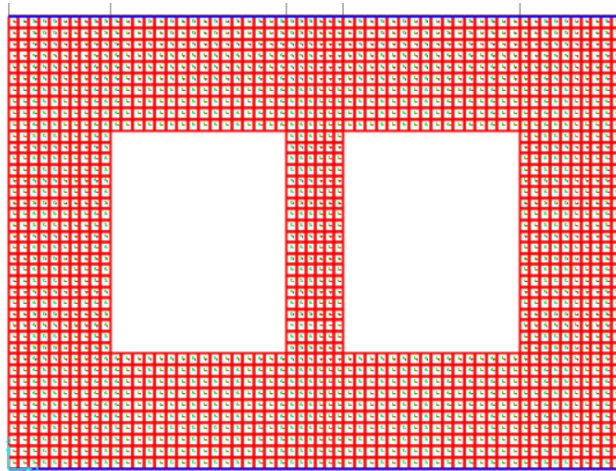


Figura 37 - Discretização utilizada para a simulação da galeria

Considerou-se que dez elementos finitos ao longo da espessura dos troços condicionantes, como adequados para obter uma solução aproximada à real sem ser computacionalmente exigente. O troço central, por não ser condicionante e de menor espessura contém só 6 elementos ao longo da mesma. Todos os elementos são constituídos por quatro nós.

7.2.3. Obtenção de esforços através das tensões

Como já foi referido, um modelo de casca terá uma solução definida (ainda que seja apenas uma aproximação da real) como um campo de tensões associado. Dado que o objetivo é obter esforços (N, V, M) como nos modelos anteriores, ter-se-á de traduzir um campo de tensões em esforços.

De modo a obter os esforços desejados, consideram-se duas possibilidades:

- Integração “manual” dos esforços através das tensões na secção
- Função incorporada na ferramenta [14] (section cut) que integra as tensões automaticamente, definida a secção

O segundo ponto é uma forma expedita para a obtenção dos esforços. De facto, optar por uma análise através do primeiro ponto torna-se uma tarefa minuciosa. Por outro lado, efetuar esta análise seguindo o segundo ponto passa apenas por definir uma secção e confiar no algoritmo de “conversão” de tensões para esforços, sem ter conhecimento dos procedimentos intermédios que lhe estão inerentes. Por essa razão, no caso em questão, todos os esforços apresentados serão obtidos automaticamente, sendo selecionadas algumas secções em que também serão integradas as tensões, de modo a confirmar os resultados obtidos. Estes valores estão apresentados no Anexo A.

A integração de tensões utiliza alguns princípios estudados na mecânica dos meios contínuos. Resumidamente, tem-se, para peças horizontais:

$$N = \int \sigma_{11} dA \quad (32)$$

$$V = \int \sigma_{12} dA \quad (33)$$

$$M = \int (\sigma_{11} * z) dA \quad (34)$$

Em que z é a cota em relação ao centro geométrico da secção e A a área da secção. Semelhantemente, para peças verticais tem-se:

$$N = \int \sigma_{22} dA \quad (35)$$

$$V = \int \sigma_{12} dA \quad (36)$$

$$M = \int (\sigma_{22} * z) dA \quad (37)$$

Realça-se que, devido a simetria de tensões tangenciais, $\sigma_{12} = \sigma_{21}$, o esforço transversal obtém-se através das mesmas tensões para troços verticais ou horizontais.

No caso do problema em questão, não se está a analisar um corpo perfeitamente contínuo e isotrópico. Como consequência, a integração passa a ser uma soma de parcelas finitas, correspondentes aos pontos onde são conhecidas as tensões. A Figura 38 ilustra um exemplo de uma secção composta por seis elementos finitos em que a tensão normal é constante na altura de cada um deles.

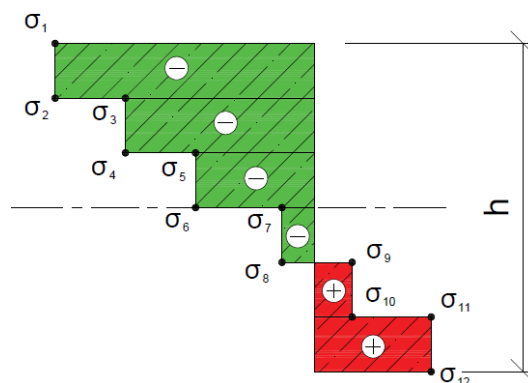


Figura 38 - Exemplo de um diagrama de tensões normais numa dada secção (de altura h) constituída por seis elementos finitos

Utilizando este exemplo como base, o cálculo do esforço normal e do momento desta secção seriam aproximados pelas equações (38) e (39), respetivamente.

$$N = \sigma_1 * \frac{h}{12} + \sigma_{12} * \frac{h}{12} + \frac{h}{6} * \sum_{i=1}^5 \left(\frac{\sigma_{2i} + \sigma_{2i+1}}{2} \right) \quad (38)$$

$$M = \sigma_1 * \frac{h}{12} * \left(-\frac{h}{2} \right) + \sigma_{12} * \frac{h}{12} * \frac{h}{2} + \left(-\frac{h}{3} \right) * \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) + \frac{h}{3} * \left(\frac{\sigma_{10} + \sigma_{11}}{2} \right) + \left(-\frac{h}{6} \right) * \left(\frac{\sigma_4 + \sigma_5}{2} \right) + \frac{h}{6} * \left(\frac{\sigma_8 + \sigma_9}{2} \right) + 0 * \left(\frac{\sigma_6 + \sigma_7}{2} \right) \quad (39)$$

7.2.4. Resultados obtidos e análise comparativa

Após a simulação da estrutura na ferramenta [14], relembra-se que apenas se pode obter diretamente os diagramas de tensões. Estes encontram-se na Figura 39, na Figura 40 e na Figura 41.

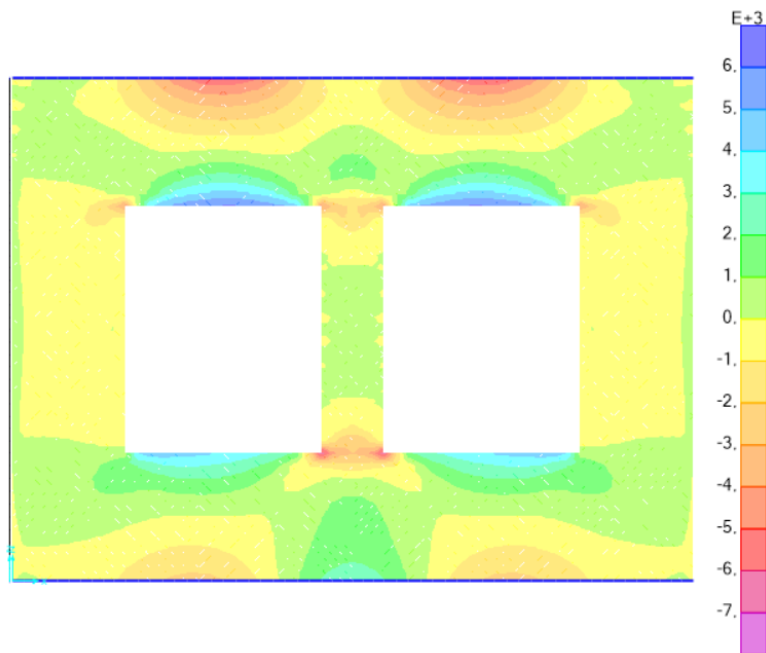


Figura 39 - Tensões horizontais σ_{11} (Modelo III; unidades em kPa)

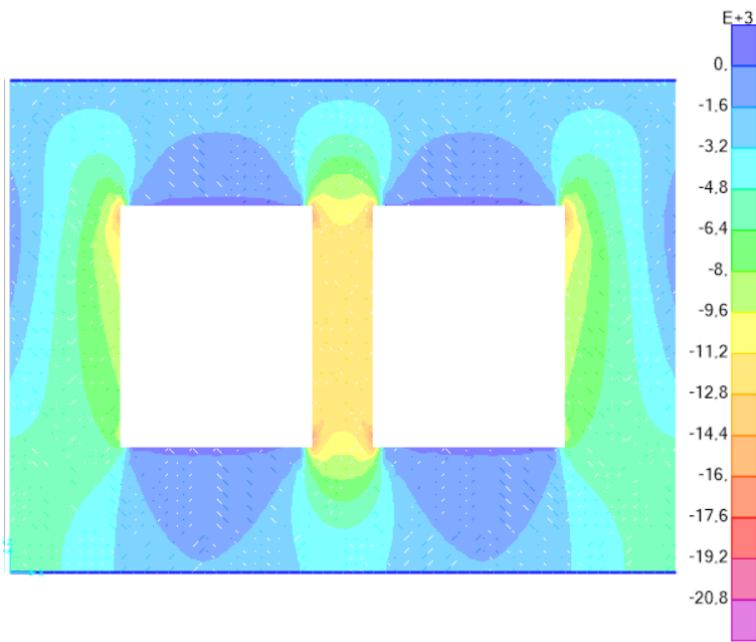


Figura 40 – Tensões verticais σ_{22} (Modelo III; unidades em kPa)

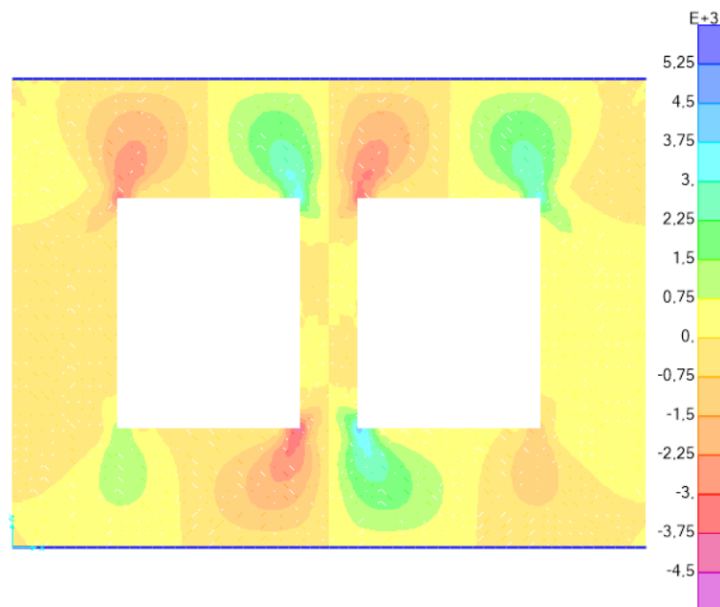


Figura 41 - Tensões σ_{12} (Modelo III; unidades em kPa)

Observando os diagramas de tensões, pode-se concluir que o modelo produzido gera resultados realistas.

Na Figura 39, as tensões horizontais revelam um gradiente bastante acentuado ao longo da espessura dos troços horizontais. Estas variações são representativas para momentos fletores com esforço normal pouco significativa. Como já foi visto, estes segmentos tendem a gerar momentos

elevados devido ao carregamento. Para além disso, salienta-se também a região onde estas tensões são nulas, isto é, nos troços verticais.

As tensões verticais, como revela a Figura 40, sofrem um aumento brusco, mas constante ao longo da espessura, nos troços verticais. Esta distribuição sugere o que já foi concluído nos outros modelos acerca dos esforços normais nestas zonas: os valores assumem uma ordem de grandeza considerável.

Relativamente às tensões tangenciais apresentadas na Figura 41, realçam-se apenas as zonas de concentração de tensões mais altas. Todas estas zonas correspondem a máximos atingidos no esforço transversal junto aos apoios.

Através da ferramenta de cálculo [14] é possível obter automaticamente os esforços em cortes de estruturas deste género, como descrito em 7.2.3. Todos os esforços relevantes foram então obtidos e são apresentados posteriormente. Para além disso são comparados com aqueles obtidos através de um método de elementos finitos unidimensionais. Os resultados encontram-se expostos na Tabela 18.

Tabela 18 - Esforços obtidos para as secções críticas (Modelo III, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$)

Secção	Modelo de Barra			Modelo de casca (sem BCC)		
	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
S1	0	2 315,87	-14 136,0	-1 444,26	1 537,79	-9 214,09
S2	0	14 222,3	16 862,5	-1 444,26	9 221,28	9 201,44
S3	0	901,7	26 907,7	-1 444,26	1 306,84	18 534,83
S4	0	-15 210,0	-8 863,0	1 203,96	-9 731,76	-1 697,97
S5	-28 028,60	0	0	-24 727,1	0,28	-2 467,51
S6	-16 274,2	0	-11 302,6	-19 592,6	1 169,15	-11 163,23
S7	0	17 013,4	-17 880,0	-759,48	7 531,45	-2 594,17

Como é possível observar, os valores dos momentos e dos esforços transversos sofreram uma grande diferença relativa. Os momentos positivos foram reduzidos para quase metade, e os valores dos momentos negativos atingem valores ainda mais baixos, não ultrapassando os 3000 kNm/m nos troços superiores.

A estrutura nos capítulos anteriores está composta por troços unidimensionais, tendo estes sido prolongados até aos eixos das peças. No entanto, devido ao facto da espessura destas ser da mesma ordem de grandeza que os vãos, a redução de uma estrutura aos eixos dos trechos deixa de ser uma aproximação aceitável. Como consequência, observam-se diferenças desta amplitude.

Com a obtenção destes resultados pode-se concluir que reduzir troços espessos (relativamente aos vãos) ao seu eixo conduz a resultados onde os esforços tendem a ser sobreavaliados. Ter-se-á de

realizar uma análise de maior complexidade, tal como a que foi realizada neste capítulo, para entender o comportamento real da estrutura.

7.3. Modelo com consideração do faseamento construtivo (Modelo IV)

Obtidos os resultados para o modelo simplificado, verificou-se que a diferença aos modelos anteriores é importante, nas secções com espessura elevada.

De seguida, far-se-á uma análise à estrutura com consideração do faseamento construtivo. Prevê-se que este caso seja menos condicionante que o analisado no ponto anterior e, naturalmente, ocorrerá na última fase. Este modelo será, uma vez mais, reproduzido na mesma ferramenta [14].

Como já foi referido, durante a construção de uma estrutura em BCC, a aplicação é feita em camadas. Assumiu-se, simplificadamente, que as camadas de BCC têm dois metros de altura. Reconhece-se, no entanto, que na construção destas estruturas, as camadas poderão ter uma altura menor.

Salienta-se que a convenção para os sinais e direções das tensões utilizada é a mesma que foi referida em 7.2.

7.3.1. Ações e apoios

À semelhança do que foi produzido em 7.2.1, os apoios não sofrerão alterações, pelo que permanecerão molas contínuas ao longo da face inferior da galeria com os mesmos módulos de reação.

A diferença surge no carregamento a impor no modelo. Em vez de aplicar uma carga uniformemente distribuída, é colocado o BCC diretamente em cima da estrutura (considerando para o efeito, elementos finitos de quatro nós com as propriedades materiais do BCC), como indica a Figura 42.

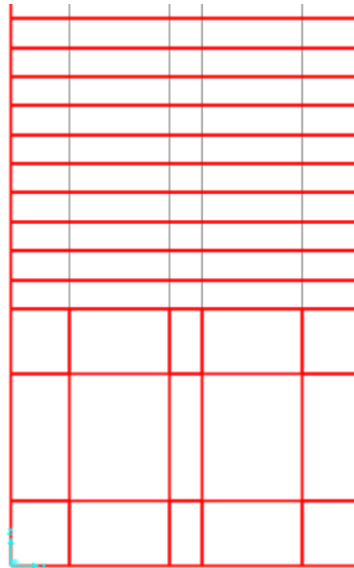


Figura 42 - Modelo da Galeria e parte do BCC introduzidos no software

Para a modelação do faseamento construtivo, foi necessário recorrer a uma função incorporada na ferramenta [14], que modela cada fase em separado. A Figura 43 representa a fase 17 deste processo.

Load Case Data - Nonlinear Static Staged Construction

Load Case Name: CONSTR

Load Case Type: Static

Analysis Type: Nonlinear Staged Construction

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Stage Definition:

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments
17	0,	Yes	32 m	
14	0,	Yes	26 m	
15	0,	Yes	28 m	
16	0,	Yes	30 m	
17	0,	Yes	32 m	
18	0,	Yes	34 m	
19	0,	Yes	36 m	

Data For Stage 17 (0, days; Output: 32 m;):

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Change Modifiers	Group	Construcao16		Area	FULL	
Change Modifiers	Group	Construcao16		Area	FULL	
Load Objects	Group	Construcao16		Load Pattern	DEAD	1,35

Other Parameters: Results Saved: End of Each Stage; Nonlinear Parameters: Default

Buttons: OK, Cancel, Add, Modify, Delete, Expand Stage Definition, Expand Stage Data, Show Stages In Tree View...

Figura 43 - Definição da 17ª fase do processo construtivo

7.3.2. Discretização

Para discretizar a estrutura, foi adotado o mesmo raciocínio do que no Modelo III, isto é, dez elementos ao longo da espessura dos troços principais, excluindo o central.

Na discretização das camadas de BCC, uma vez que se quer manter os elementos o mais próximo possível a formas quadrangulares, adotou-se 5 elementos ao longo da espessura de cada camada (de dois metros). Realça-se, novamente, que todos os elementos são constituídos por quatro nós.

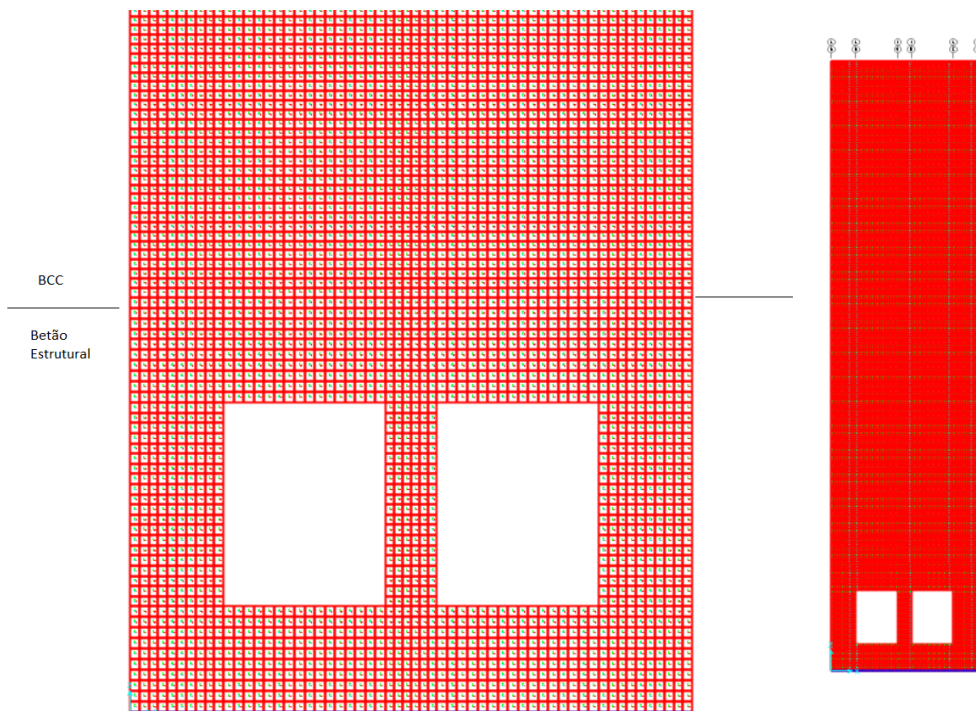


Figura 44 - Modelo da Galeria e parte do BCC discretizados introduzidos no software (esquerda) e estrutura completa discretizada (direita)

7.3.3. Resultados obtidos e análise comparativa

Corrido o modelo, obtiveram-se os diagramas de tensões apresentados na Figura 45, na Figura 46 e na Figura 47.

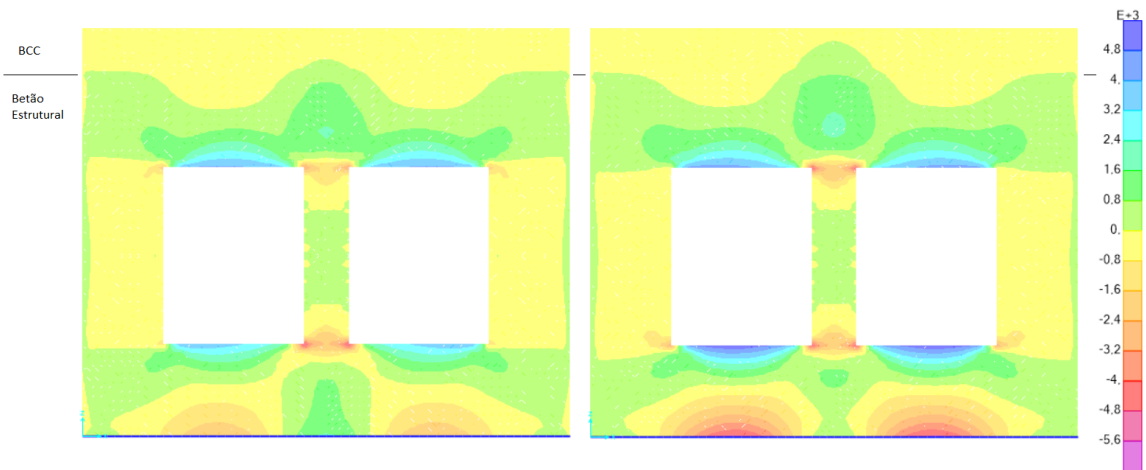


Figura 45 - Tensões horizontais σ_{11} (Modelo IV, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa)

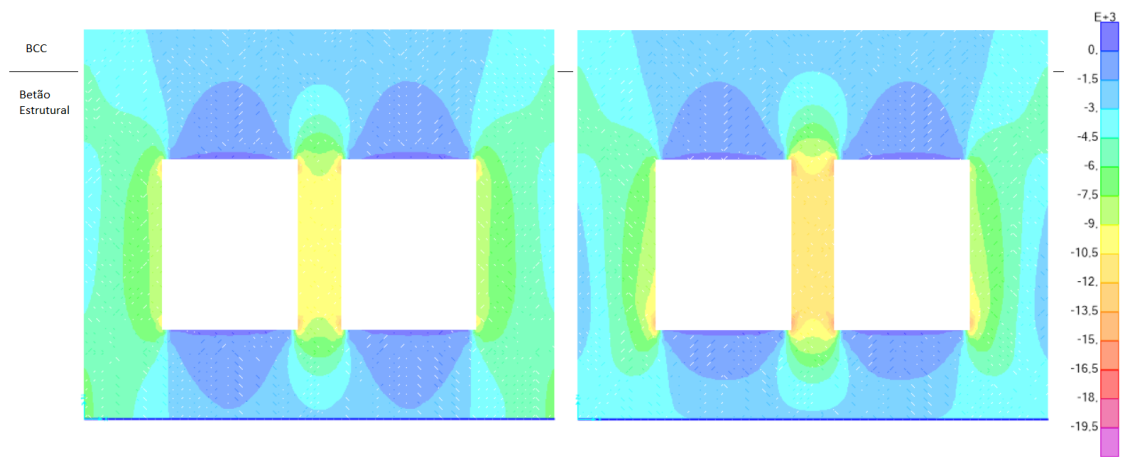


Figura 46 – Tensões verticais σ_{22} (Modelo IV; $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa)

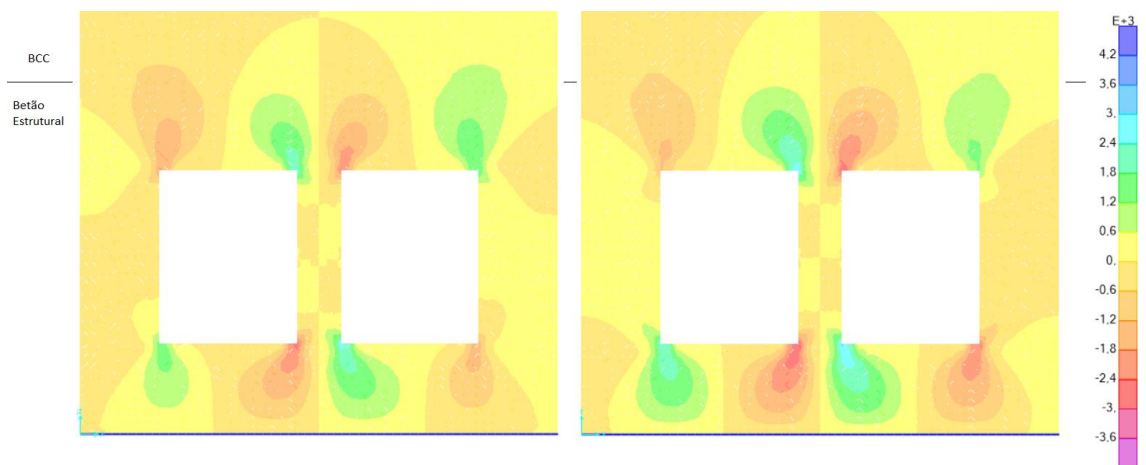


Figura 47 - Tensões σ_{12} (Modelo IV; $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa)

Observando os diagramas apresentados, pode-se concluir que são relativamente semelhantes aos do modelo anterior. Todas as observações colocadas sobre o modelo anterior aplicam-se para este caso também.

O que difere este modelo do anterior é a presença do BCC enquanto material. Modelar um bloco diretamente acima da galeria obriga também a existência de deslocamentos compatíveis na fronteira entre os dois materiais é o que condiciona os resultados. Esta particularidade resulta numa potencial redução dos momentos fletores nos troços horizontais devido à “absorção” de algumas das tensões pelo BCC.

Analogamente ao Modelo III, foram obtidos os esforços para as secções S1 a S7, e apresentam-se, consoante as condições geotécnicas, na Tabela 19 e na Tabela 20.

Tabela 19 - Esforços obtidos para as secções críticas (Modelo IV, $K=7\,500\,000\text{ kN/m}^3$)

	Modelo de Barra			Modelo de casca (com faseamento construtivo)		
	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
S1	0	2 315,87	-14 136,0	268,4	1 626,4	-8 564,4
S2	0	14 222,3	16 862,5	268,4	7 388,8	5 218,5
S3	0	901,7	26 907,7	3 875,7	486,5	8 053,9
S4	0	-15 210,0	-8 863,0	4 075,2	6 704,2	-964,0
S5	-28 028,60	0	0	-19 756,6	0,3	1 952,5
S6	-16 274,2	0	-11 302,6	-20 822,8	216,6	-8 199,0
S7	0	17 013,4	-17 880,0	2 099,12	6 741,6	-64,1

Tabela 20 - Esforços obtidos para as secções críticas (Modelo IV, $K=500\,000\text{ kN/m}^3$)

	Modelo de Barra			Modelo de casca (com faseamento construtivo)		
	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
S1	0	836,6	-23 333,3	-881,8	-1 367,3	-15 916,8
S2	0	15 334,4	16 426,2	1 185,2	9 307,8	2 469,1
S3	0	288,9	23 233,4	4 423,0	1 448,2	8 067,8
S4	0	-14 865,3	-14 662,2	4 850,6	8 412,2	-7 322,2
S5	-30 220,6	0	0	-23 140,4	0,3	2 308,8
S6	-15 178,3	0	-11 798,8	-19 452,3	715,3	10 220,4
S7	0	14 287,5	-11 773,0	3 175,1	5 823,3	-2 685,5

Comparando com o Modelo III, verifica-se que as maiores alterações ocorrem ao nível da laje de topo, onde se regista uma redução importante no momento a meio vão, sendo agora de 8 053 kNm/m (antes 18 534 kNm/m). Regista-se ainda um aumento do esforço normal de tração na secção do apoio (agora 4 075 kN/m, antes 1203 kN/m).

Tal poderá explicar-se pelo facto de a galeria ser mais resistente que o BCC. Consequentemente, a laje superior assume um comportamento de tirante, devido à degradação de tensões ao longo da altura do maciço de BCC (Figura 48). Assim, a laje superior absorve tensões de tração.

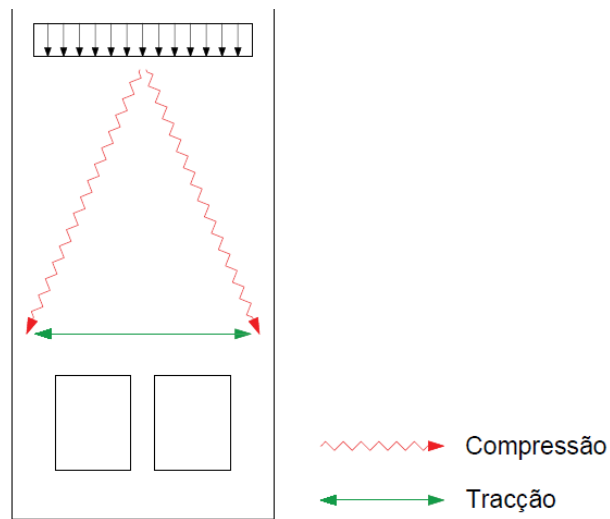


Figura 48 - Modelo ilustrativo de escoras e tirantes

Para além do efeito referido, a redução de momentos também se deve ao facto de haver alguma absorção de tensões acima da galeria. Embora seja um fenómeno de menor relevo, não se pode desprezar o seu efeito.

8. COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS

Como já foi referido, o grau de aproximação à realidade aumenta do Modelo I até ao Modelo IV. A razão para antecipar que o último produza uma solução mais realista reside no facto de se utilizarem elementos de maior complexidade computacional. Para além disso, a bidimensionalidade destes elementos permite uma modelação geométrica próxima à estrutura real, enquanto que a reprodução através de elementos unidimensionais gera vãos livres que não representam da melhor forma o comportamento estrutural.

Com este capítulo pretende-se avaliar a discrepância entre os valores dos esforços obtidos para cada secção (S1 a S7), e verificar que as diferenças entre os modelos desenvolvidos.

*Tabela 21 - Esforços Normais para as secções S1 a S7 na combinação 1 (1,35*PP valores em kN/m, K = 7 500 000 kN/m³)*

Secção	Consulta de tabelas (elementos de barra)	Modelo El. Finitos (elementos de barra)	Modelo El. Finitos (elementos de casca, sem faseamento)	Modelo El. Finitos (elementos de casca, com faseamento)
S1	0	0	-1 444,3	268,4
S2	0	0	-1 444,3	268,4
S3	0	0	-1 444,3	3 875,7
S4	0	0	1 204,0	4 075,2
S5	-33 091,4	-28 028,6	-24 727,1	-19 756,6
S6	-11 088,8	-16 274,2	-19 592,6	-20 822,8
S7	0	0	-759,5	2 099,1

De referir ainda, que na Tabela 21, em destaque as secções das paredes, onde se verifica uma influência importante nos esforços normais, em parte atribuída a flexibilidade da fundação.

*Tabela 22 - Esforços transversos para as secções S1 a S4 na combinação 1 (1,35*PP valores em kN/m, K = 7 500 000 kN/m³)*

Secção	Consulta de tabelas (elementos de barra)	Modelo El. Finitos (elementos de barra)	Modelo El. Finitos (elementos de casca, sem faseamento)	Modelo El. Finitos (elementos de casca, com faseamento)
S1	-2 728,5	-2 315,9	-1 537,8	-1 626,4
S2	16 545,7	14 222,3	9 221,3	7 388,8
S3	-2 728,5	-901,7	-1 306,8	486,5
S4	16 545,7	15 210,0	9 731,8	6 704,2

Tabela 23 - Momentos flectores para as secções S1 a S4 na combinação 1 (1,35*PP valores em kNm/m, K = 7 500 000 kN/m³)

Secção	Consulta de tabelas (elementos de barra)	Modelo El. Finitos (elementos de barra)	Modelo El. Finitos (elementos de casca, sem faseamento)	Modelo El. Finitos (elementos de casca, com faseamento)
S1	14 008.3	14 136.0	-9 214,1	-8 564,4
S2	-35 692.9	-16 862.5	9 201,4	6 180,5
S3	14 008.3	26 907.7	18 534,8	8 053,9
S4	-35 692.9	-8 863.0	-1 698,0	-964,0

Com a exceção dos esforços normais nos troços horizontais, pode-se observar através da Tabela 21, da Tabela 22 e da Tabela 23 que, na generalidade, os esforços diminuem.

A redução importante dos momentos e dos esforços transversos deve-se maioritariamente à redução dos vãos livres efetivos do modelo desenvolvido. Enquanto que os dois primeiros modelos consistiam em vãos de 10,0 e 13,2 metros, os dois últimos têm apenas vãos de 6,9 e 8,7 metros, respetivamente para os troços horizontais e os verticais. Se se devesse unicamente a este aspeto, num modelo unidimensional, a variação do momento global para uma carga uniformemente distribuída era a seguinte:

$$\frac{\frac{pL_f^2}{8}}{\frac{pL_r^2}{8}} = \frac{L_f^2}{L_r^2} = \frac{10^2}{6,9^2} \cong 2,1 \quad (40)$$

$$\frac{\frac{pH_f^2}{8}}{\frac{pH_r^2}{8}} = \frac{H_f^2}{H_r^2} = \frac{13,2^2}{8,7^2} \cong 2,3 \quad (41)$$

Outra conclusão importante a tirar destes valores corresponde aos esforços normais. Devido à simplicidade do modelo de barra, as secções horizontais apresentam valores de esforço normal nulo nos dois primeiros modelos. Apesar de esta se considerar uma abordagem muito conservativa em termos de momentos flectores e esforço transversal, as simulações com elementos bidimensionais revelaram esforços normais não nulos e de valor apreciável. Esta última premissa mostra que estes valores resultam da alteração do modo de encaminhamento das cargas, como o funcionamento estrutural que se ilustra na Figura 48. Consequentemente, o dimensionamento da galeria passa a combinar esforços de tração com momentos, o que se pode tornar mais condicionante. Assim, conclui-se que os modelos com elementos unidimensionais não são necessariamente mais conservativos.

9. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Como já foi observado, os resultados obtidos variam com grande significância consoante o modelo utilizado para a simulação do carregamento da estrutura. Uma vez que o modelo IV é o mais realista, usar-se-á apenas esse, pois assim evita-se um sobredimensionamento considerável.

A verificação à segurança irá passar por verificar três estados:

- Estado Limite Último (ELU)
- Estado Limite de Serviço (ELS)
- Verificação à segurança do BCC

9.1. Verificação ao ELU

Os esforços a considerar para esta verificação são aqueles que correspondem à envolvente do ELU do modelo IV. A Tabela 24 apresenta todos os esforços das secções críticas definidas em 7.1.

Tabela 24 - Envolvente dos esforços na estrutura (Combinação 1 – 1,35*PP)

Secção	Esforços		
	N _{sd} (kN/m)	V _{sd} (kN/m)	M _{sd} (kNm/m)
S1	-881,8	-1 367,3	-15 916,8
S2	268,4	7 388,8	6180,6
S3	4 423,0	-1 448,2	8 067,8
S4	4 850,6	8 412,2	-7 322,2
S5	-19 756,6	0,3	1 952,5
S6	-19 452,3	715,3	10 220,4
S7	3 175,1	6 741,6	-2 685,5

Através de uma folha de cálculo automático foi possível determinar, iterativamente, as disposições de armaduras de flexão depois de introduzidos os esforços. O programa calcula, adicionalmente, um fator de segurança, que é tanto maior que a unidade, quanto maior for a margem de segurança. Os dados relevantes deste processo estão na Tabela 25.

Para a secção S7, a combinação condicionante seria a combinação 3, pelo que os valores adotados para as armaduras necessitam de ser confirmados para os esforços associados à combinação 3.

Apresenta-se na Figura 49, o diagrama de interação entre o esforço axial e o momento fletor para a secção S1. Os restantes diagramas, para cada secção e para cada cenário geotécnico, encontram-se no Anexo B. Realça-se que, unicamente nestes diagramas, o esforço axial positivo indica valores de compressão.

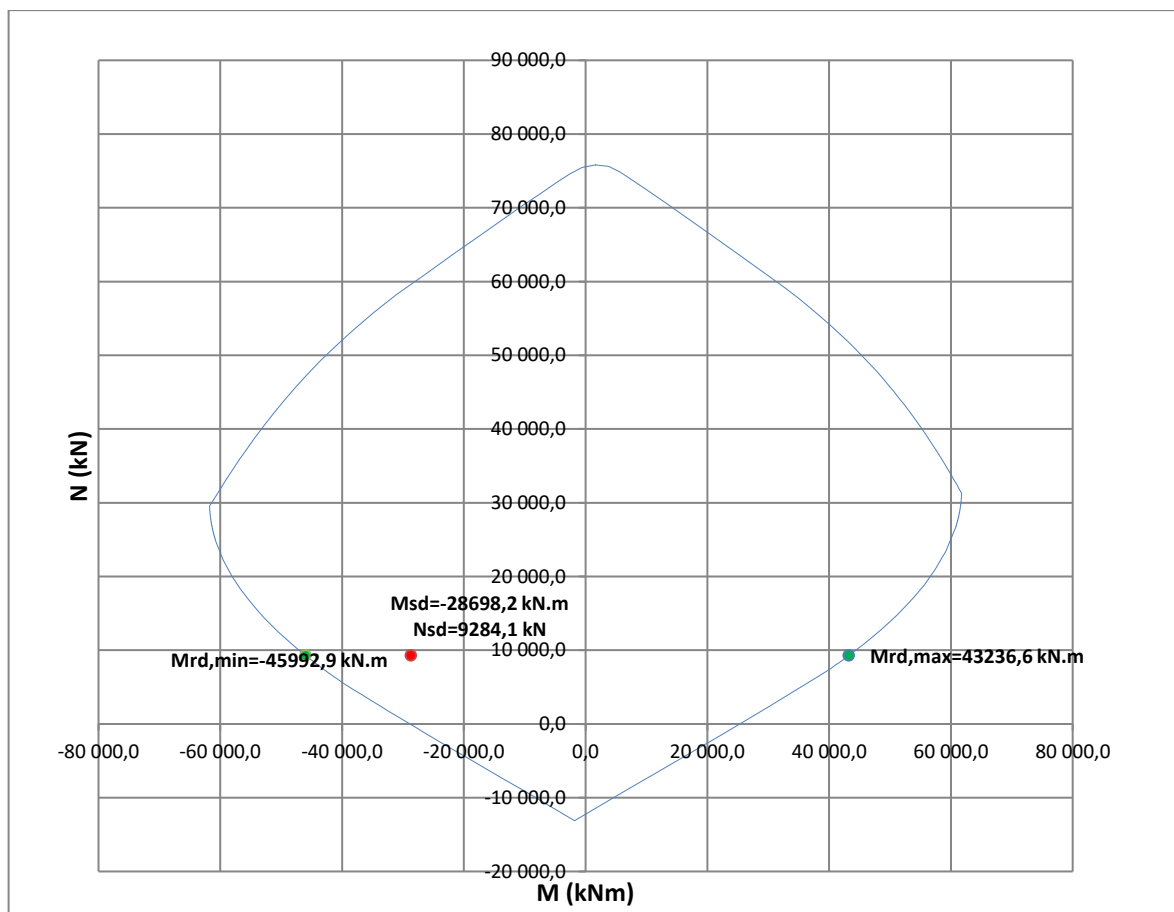


Figura 49 - Diagrama de interação entre o esforço normal e o momento fletor para a secção S1, (considerando a combinação 1 (1,35PP) e $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$, unidades por metro)

Tabela 25 - Pormenorização adoptada no ELU para as secções críticas e momentos resistentes

Secção	Armaduras inferiores		Armaduras superiores		M_{rd}^+ (kNm/m)	M_{rd}^- (kNm/m)
	Adoptado	Área (cm ²)	Adoptado	Área (cm ²)		
S1	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	12 792,0	-16 730,3
S2	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	10 410,3	-14 018,5
S3	2 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	100,53	2 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	100,53	8 949,9	8 949,9
S4	2 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	100,53	2 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	100,53	8 048,8	-8 048,8
S5	1 camada $\phi 32//0,200$	40,21	1 camada $\phi 32//0,200$	40,21	8 583,2	-8 583,2
S6	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	37 743,9	-37 743,9
S7	2 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	100,53	2 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	100,53	11 572,7	-11 572,9

Devido às dimensões da estrutura (elevada altura útil, e por consequência comprimento de translação de diagrama de momentos elevado), as dispensas foram efetuadas de forma muito localizada. Com efeito, o momento resistente da secção S7 revela-se muito alto (pois está no mesmo troço que S3 e S4). As secções das paredes (S5 e S6) têm momentos resistentes muito grandes devido ao esforço de compressão, que é de tal forma elevado que a secção verifica a segurança ao ELU de flexão

composta sem armaduras. No entanto, para respeitar a condição de armadura longitudinal mínima, foi adotada a que se encontra na tabela anterior.

9.2. Verificação ao ELS

Devido à natureza geométrica da estrutura, dispensa-se a verificação flechas máximas em serviço. Apresenta-se, de seguida, a verificação ao estado limite de abertura de fendas.

Quanto ao estado limite de fendilhação, [6] preconiza o critério seguinte. Este está presente no Quadro 7.1N de [6], e prevê, essencialmente, que a segurança à fendilhação depende da classe de exposição a que o betão está sujeito. Para betão armado ou elementos de betão pré-esforçado não aderentes, o critério é o que está apresentado na Tabela 26.

Tabela 26 - Valores máximos recomendados para a largura admissível ($w_{máx}$) das fendas

Classes de exposição	$w_{máx}$ (mm)
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4	0,3
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	

De acordo com o procedimento já enunciado em 4.2.1, foram calculadas as fendas (Tabela 27) com a mesma ferramenta utilizada em 9.1, tendo em conta os esforços da combinação quase-permanente. Dado que apenas se está a estudar a fase construtiva, só faz sentido contabilizar o peso próprio da galeria e da barragem.

Tabela 27 - Valores obtidos para a largura das fendas (w_k) com os esforços em serviço, considerando a armadura necessária para o ELU

Secção	Esforços		w_k (mm)
	N_{qp} (kN/m)	M_{qp} (kNm/m)	
S1	-653,2	-11 790,2	0,54
S2	198,8	4 578,2	0,37
S3	3 276,3	5 976,1	0,50
S4	3 593,0	-5 423,9	0,70
S5	-17 141,0	1 710,2	0,00
S6	-14 409,1	7 570,7	0,00
S7	2 351,9	-1 989,3	0,34

Conclui-se, numa primeira fase, que seria necessária uma maior quantidade de armadura ordinária para verificar a fendilhação. É de notar, ainda, que nas secções S5 e S6, que representam os troços verticais, a secção não fendilha. Isto deve-se ao elevado esforço de compressão que ocorre em toda a sua espessura, que dificulta o aparecimento de trações nesta zona.

Utilizando a mesma ferramenta, foi possível chegar a um dimensionamento das armaduras que permite reduzir as aberturas das fendas para dentro dos limites regulamentares. A Tabela 28 contém toda a informação relevante para este dimensionamento.

Tabela 28 - Dimensionamento da armadura ordinária das secções críticas com a respectiva fenda

Secção	Armaduras inferiores		Armaduras superiores		w _k (mm)
	Adoptado	Área (cm ²)	Adoptado	Área (cm ²)	
S1	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	3 camadas $\phi 32//0,200$	120,64	0,28
S2	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	3 camadas $\phi 32//0,200$	120,64	0,20
S3	3 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	140,74	3 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	140,74	0,23
S4	3 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	140,74	3 camadas $\phi 32//0,200$ + 1 camada $\phi 32//0,400$	140,74	0,25
S5	1 camada $\phi 32//0,200$	40,21	1 camada $\phi 32//0,200$	40,21	0,00
S6	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	0,00
S7	2 camadas $\phi 32//0,200$	80,42	3 camadas $\phi 32//0,200$	120,64	0,20

Naturalmente, ao aumentar significativamente a quantidade de armadura, os momentos resistentes serão superiores aos que se encontram na Tabela 25. Poder-se-á, eventualmente, afirmar que a estrutura estará sobredimensionada em termos de estados limite últimos. No entanto, adotaram-se estas quantidades de modo a verificar o estado limite de fendilhação, o que contribui para menor reserva ao ELU e maior robustez estrutural.

9.3. Esforço Transverso

Tal como as estruturas correntes, as de carácter hidráulico também carecem de armaduras que aumentam a resistência ao esforço transverso.

Devido à elevada espessura e aos vãos curtos, poder-se-á tirar proveito da degradação de forças para a “redução” do esforço transverso atuante. Como consequência, os esforços apresentados na Tabela 24 não correspondem aos que serão utilizados para o dimensionamento dos estribos. Será necessário, então, obter uma nova envolvente que coloca mais ênfase no esforço transverso, em que este que foi obtido não se localiza necessariamente na face do apoio (Figura 50), mas sim a uma distância que não ultrapasse $d/2$ da face do apoio.

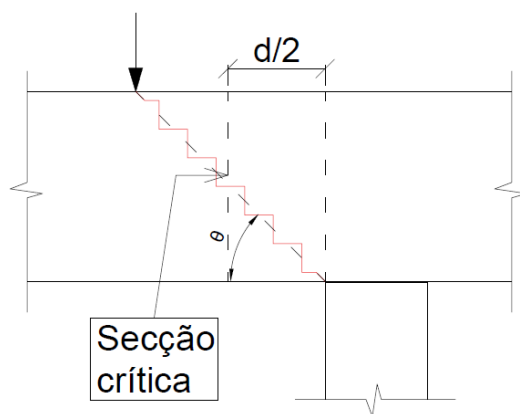


Figura 50 - Biela de compressão com ângulo θ

Como indicado em 4.1, a norma empregue nesta verificação é o REBAP. O critério sugerido por [9], começa por assumir que o esforço transversal resistente, V_{Rd} , é a soma de duas parcelas, V_{cd} e V_{wd} . O primeiro valor corresponde à resistência da secção em estudo no caso desta não ter qualquer armadura de resistência ao corte. Consequentemente, tem-se:

$$V_{cd} = \tau_1 * b_w * d \quad (42)$$

Em que τ_1 representa um valor médio de tensão tangencial resistente consoante a classe do betão (presente no Quadro VI de [9]). No caso em questão, o betão é da classe C25/30, e portanto τ_1 assume o valor de 0,75 MPa.

É de referir que, no caso de lajes com armadura de esforço transversal, os valores de V_{cd} obtidos pela Equação (42) deverão ser multiplicados pelo fator $0,6*(1,6-d)$, com d em metros, não devendo este fator ser inferior a 0,6.

É importante salientar que, para secções que estejam sujeitas a flexão composta com compressão (para além do esforço transversal), poder-se-á tirar benefício deste facto e multiplicar V_{cd} por um fator corretivo igual a $1+M_0/M_{Ed}$. M_{Ed} é o valor do momento atuante, e M_0 seria o momento necessário a aplicar na secção para anular a tensão de compressão exercida unicamente pelo esforço normal na secção (N/A) [9].

Já a segunda parcela, V_{wd} , diz respeito à resistência ao esforço transversal que as armaduras oferecem. Poder-se-á optar por um procedimento iterativo, isto é, um que consista em selecionar uma armadura e verificar se esta oferece resistência suficiente de modo que V_{Rd} seja superior a V_{Ed} . Alternativamente, basta subtrair V_{cd} a V_{Rd} e o resultado traduz-se no menor valor admissível para V_{wd} . A norma estipula que V_{wd} pode ser calculado pela expressão:

$$V_{wd} = 0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s} * f_{syd} * (1 + \cot \alpha) * \sin \alpha \quad (43)$$

Em que A_{sw}/s corresponde à área de armadura de esforço transverso por unidade de comprimento do elemento, f_{syd} é igual à tensão de cedência de dimensionamento do aço e α o ângulo que as armaduras têm com o eixo da peça.

Conhecido o critério, segue-se para o passo seguinte que consiste na obtenção dos esforços. Seguindo os princípios enunciados, ter-se-á de obter uma envolvente de esforços diferente dos anteriores. A Tabela 29 apresenta os esforços de dimensionamento dos trechos da estrutura associados às secções propensas de sofrer rotura por corte (S6* corresponde ao trecho vertical onde se localiza a secção S6, mas onde o esforço transverso é maior).

Tabela 29 - Valores de dimensionamento do esforço transverso e correspondentes esforços normais e momentos flectores

Secção	V_{sd} (kN/m)	N_{sd} (kN/m)	M_{sd} (kNm/m)
S2	3 736,0	1 039,3	3 976,8
S4	2 998,8	3 598,2	5 653,4
S7	2 909,4	3 532,1	7 699,3
S6*	268,4	-23 315,4	7 174,3

Sabendo o valor mínimo de V_{wd} , poder-se-ia obter diretamente o valor mínimo de A_{sw}/s para a seleção da armadura de esforço transverso. No entanto, através de uma folha de cálculo, foi possível introduzir iterativamente disposições de estribos que verificam os critérios acima mencionados.

Tabela 30 - Esforços transversos actuantes e resistentes após a adoção de armaduras de resistência ao corte

Secção	V_{sd} (kN/m)	V_{Rd} (kN/m)	Dimensionamento
S2	3 736,0	4 228,9	$\phi 16//0,200(//0,400)$
S4	2 998,8	3 383,1	$\phi 16//0,200(//0,500)$
S7	2 909,4	3 383,1	$\phi 16//0,200(//0,500)$
S6*	268,4	3 870,0	-

Conclui-se então que, através da Tabela 30, varões $\phi 16//0,200(//0,500)$ são suficientes para resistir ao corte calculado nos trechos horizontais superiores e varões $\phi 16//0,200(//0,400)$ nos inferiores. Embora não seja estruturalmente exigido, é boa prática ceder um afastamento considerável nestas armaduras em pelo menos uma das direções para facilitar o processo de colocação das mesmas.

Quanto aos trechos verticais, uma vez que estarão sempre sujeitos a valores elevados de compressão, não necessitam de armadura para resistir ao esforço transverso. A completa definição das armaduras no betão armado encontra-se no Anexo C.

A verificação aos ELU, porém, não passa apenas por garantir a segurança da estrutura à tração (seja esta causada pelo momento ou por outros efeitos). O critério precedente não cobre eventuais

compressões que ocorrem nas bielas consideradas do modelo de cálculo. Com efeito, o artigo 53.4 de [9] preconiza um procedimento de cálculo que permite analisar este aspeto condicionante. De acordo com o mesmo, o esforço transversal resistente, V_{Rd} , deve ainda satisfazer a expressão (44).

$$V_{Rd} \leq \tau_2 \cdot b_w \cdot d \quad (44)$$

Em que τ_2 , semelhantemente a τ_1 , é uma tensão tangencial resistente que depende da classe do betão (em MPa) e pode ser consultada no Quadro VII de [9].

Dado que se trata de um betão de classe C25/30, τ_2 assume o valor de 5,0 MPa. Tem-se então:

$$V_{Rd} \leq 5,0 * 1,0 * 4,3 \Leftrightarrow \quad (45)$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd} \leq 21\,500 \text{ kN/m} \quad (46)$$

Uma vez que o valor maior do esforço transversal resistente é 4228,9 kN/m (correspondente à secção S2), pode-se afirmar com segurança que não haverá problemas de rotura do betão por compressão.

Apesar de se ter apresentado apenas um caso, considera-se este como sendo representativo por ser o mais condicionante. Nos outros troços o esforço transversal resistente é menor do que o que está presente no cálculo. Como tal admitiu-se que não há necessidade de apresentar mais verificações para além da exposta.

Realça-se ainda que esta última verificação é análoga à que se encontra em [6], que consta em verificar a expressão (47).

$$\Leftrightarrow \sigma_c \leq \left(0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] * f_{cd} \right) \quad (47)$$

Em que σ_c é a tensão máxima atuante na biela de compressão, e pode ser estimada pela expressão (48).

$$\sigma_c \cong \frac{V_{Sd}}{z * b_w * \sin \theta * \cos \theta} \quad (48)$$

9.4. Verificação da segurança do BCC

Avaliados os esforços, prossegue-se para a verificação de segurança do BCC. Dado que o eurocódigo não preconiza qualquer critério para a segurança de estruturas em betão compactado com cilindro, optou-se por recorrer a outra norma. Neste caso foi consultado [10], produzida pela

USACE. Segundo a tabela 4-1 de [10], o critério de segurança das estruturas em BCC depende do tipo de carregamento que se considera. No presente estudo optou-se por considerar a situação correspondente a um estado corrente: a combinação 1. Nesta situação, têm de ser verificadas duas condições:

- i) Os esforços de compressão não podem ultrapassar 30% da tensão característica de rotura à compressão
- ii) Não podem ocorrer esforços de tração.

Estas regras poderão sugerir que o critério é, no geral, muito restritivo. Mas como já foi referido, o BCC, por não ser armado, tende naturalmente a ter uma maior elasticidade e menor resistência, para além do facto de ser constituído por uma classe inferior de betão.

Como a obtenção de tensões no BCC é realizada da mesma forma que na galeria, não é necessário definir parâmetros ou informações suplementares. Consequentemente, os modelos corridos em 7.3.3 também contêm os resultados obtidos para o BCC, que são os que se seguem.

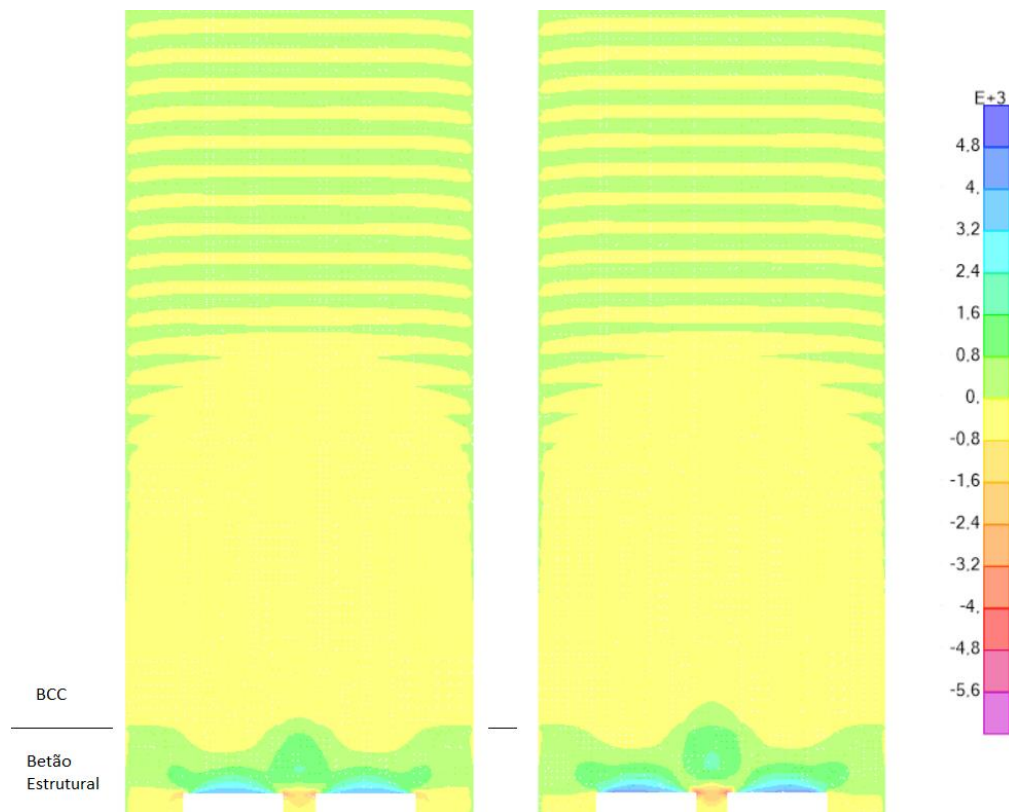


Figura 51 – Tensões horizontais σ_{11} no BCC (Modelo IV; $K = 7\,500\,000 \text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000 \text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa)

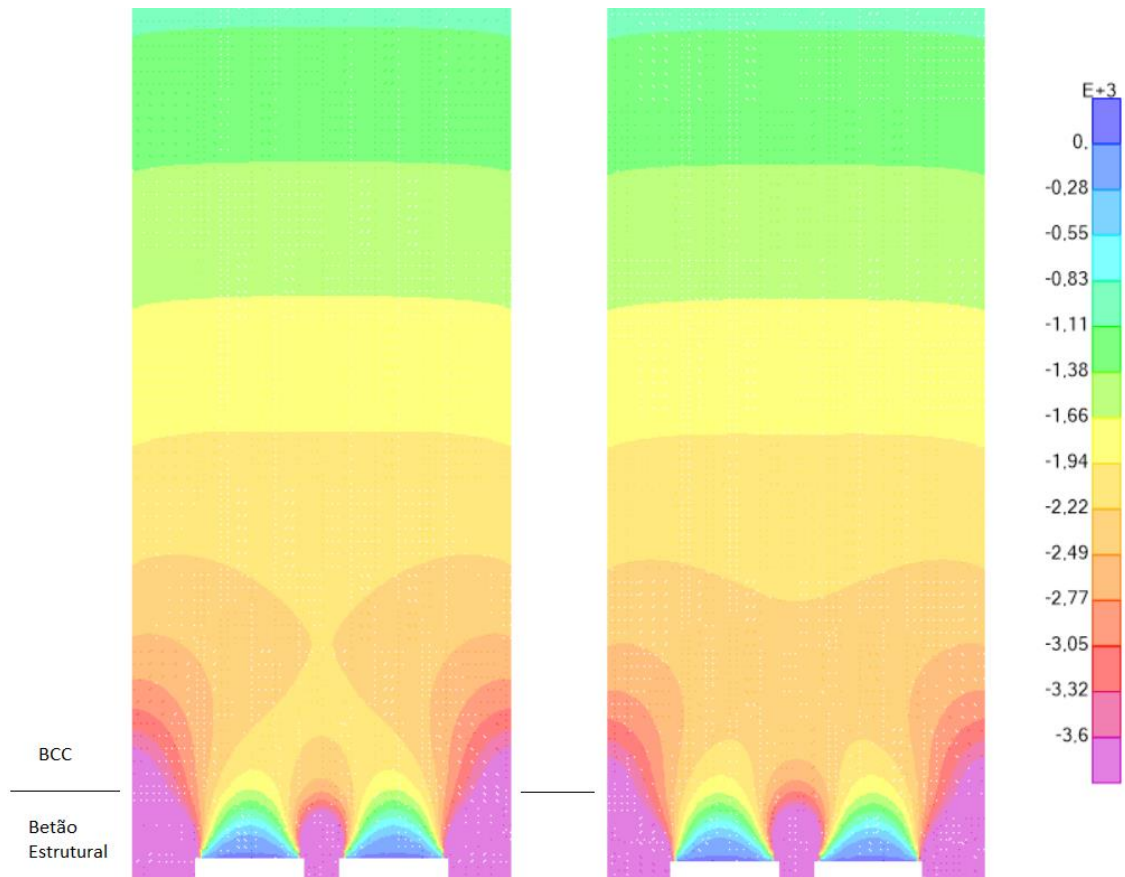


Figura 52 – Tensões verticais σ_{22} no BCC (Modelo IV; $K = 7\,500\,000 \text{ kN/m}^3$ à esquerda e $K = 500\,000 \text{ kN/m}^3$ à direita; unidades em kPa)

Observando a Figura 51 e a Figura 52, é visível o aumento das tensões de compressão verticais à medida que se aproxima mais da galeria. Realça-se também a zona central acima da galeria, onde se desenvolvem compressões ligeiramente superiores a nível horizontal, confirmando então o efeito de escoras diagonais nesta localização. Como tal, pode-se afirmar com segurança que o modelo representa bem a realidade.

Para além do que foi afirmado, a Figura 53 reforça a premissa que afirma que o modelo apresenta adequadamente a realidade. O encaminhamento das cargas dá-se de forma que sejam geradas trações na laje superior e compressões muito elevadas nas paredes.

De modo a respeitar a condição i), ter-se-á de calcular a tensão limite de compressão conforme o critério estipulado. Sabendo que se trata de um betão C12/15:

$$0.30 * 12 = 3.6 \text{ MPa} \quad (49)$$

Portanto, as tensões de compressão não poderão ultrapassar os 3,6 MPa em qualquer ponto da estrutura. Esta condição é praticamente cumprida, apesar de existirem regiões muito localizadas onde as tensões de compressão são ligeiramente superiores a este valor, atingindo um máximo local de 4,7 MPa, que se aceitam.

Quanto ao segundo critério, é possível observar na Figura 51, que o mesmo se verifica.

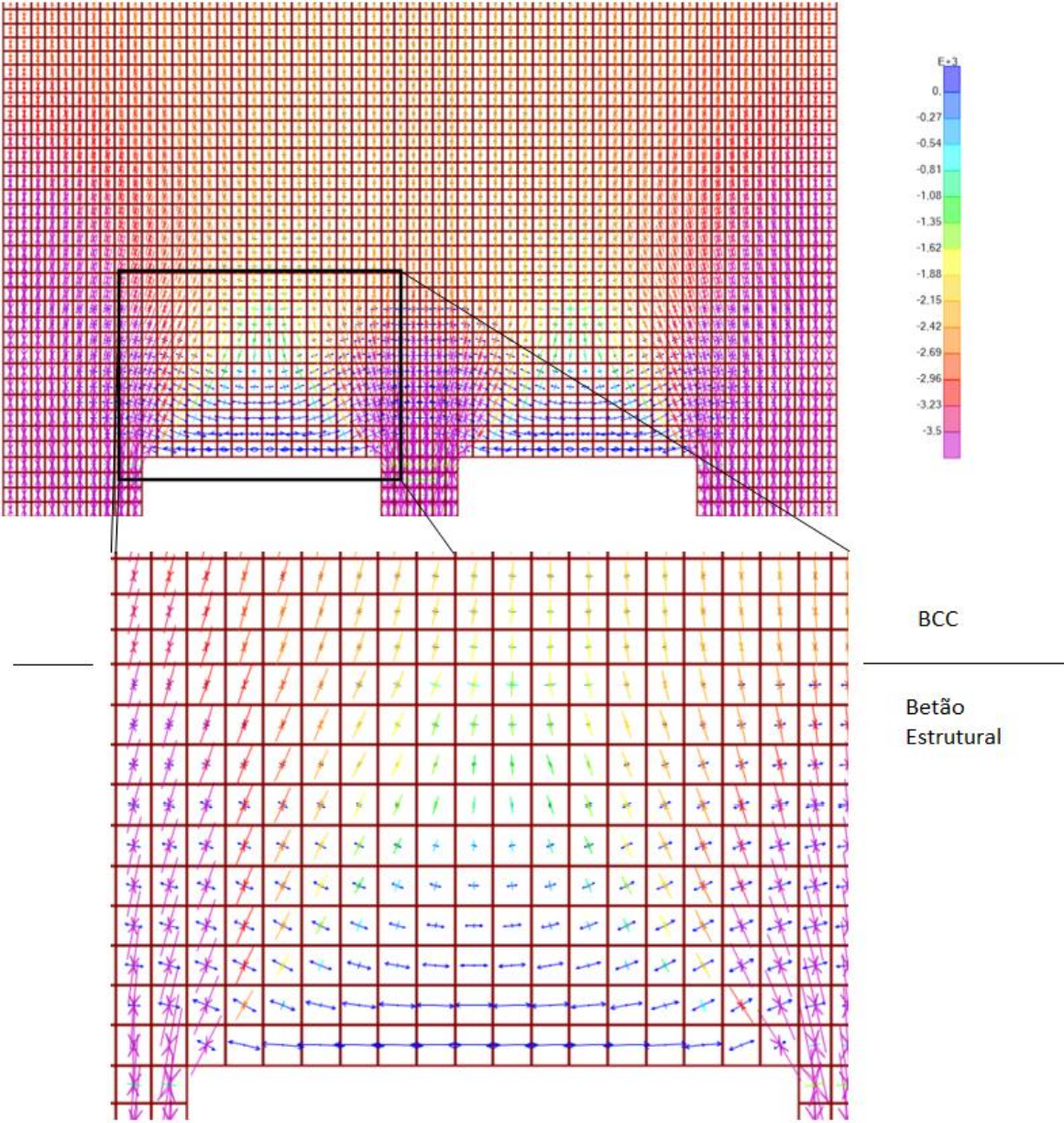


Figura 53 - Diagrama de vetores da estrutura com ênfase na laje superior do betão estrutural

10. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

De modo a complementar o capítulo 9 (Verificação da segurança) na pormenorização, é importante especificar, também, algumas disposições a especificar para a obra.

10.1. Comprimento de amarração

Para qualquer estrutura de betão armado, os varões de aço implementados na mesma terço de ser adequadamente amarrados.

No geral, este comprimento depende de vários fatores, como as condições de aderência betão-aço, a classe de resistência do aço e também a do betão. O valor exato para boas condições de aderência (A500; C30/37) é de $36,23\phi$ e de $51,76\phi$ para outras condições de aderência, pelo que se considera 50ϕ para todos os casos, de forma simplificada, ou seja:

$$l_{bd} = 50 * 32 = 1600 \text{ mm} \quad (50)$$

Convém referir que, o critério utilizado abrange qualquer disposição de varão, e por isso pode-se afirmar que todos os varões associados à flexão terão o mesmo comprimento de amarração de 1,6 metros.

No que toca à armadura de esforço transversal, esta não será disposta como armadura em estribo. Devido ao dimensionamento efetuado, pretende-se controlar os afastamentos em ambas as direções, e por isso esta armadura será colocada como está ilustrado na Figura 54.

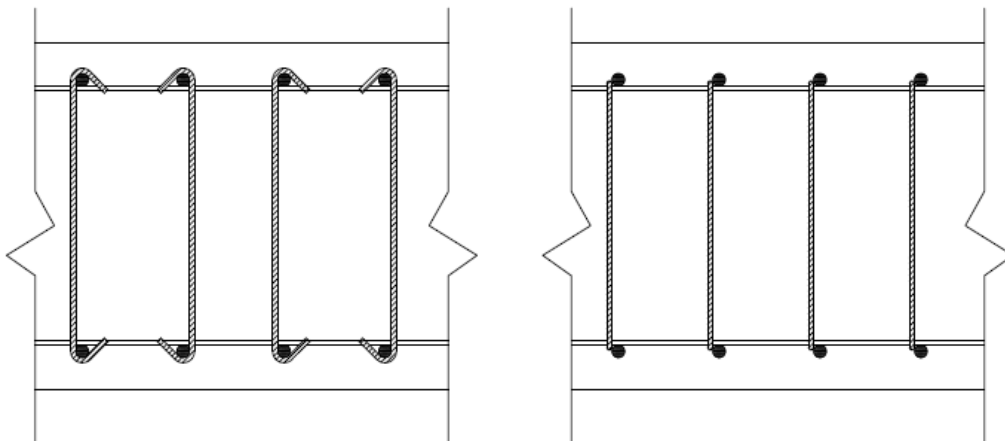


Figura 54 - Exemplos de colocação de armadura de esforço transversal

Tal como a armadura de flexão, esta também terá de ser amarrada. O critério utilizado para esta também se encontra no parágrafo 8.5 (2) de [6].

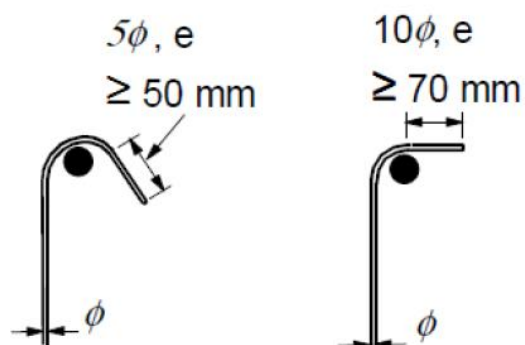


Figura 55 - Tipos de amarração e respectivos valores mínimos, adotado da NP EN 1992-1-1

Sabendo que será utilizada a disposição à esquerda na Figura 55, para os varões já dimensionados em 9.3, o comprimento será igual a 80 mm.

10.2. Armadura de distribuição

Não se pode deixar de ter em conta que o dimensionamento a realizar é para um elemento de laje. Como tal, ter-se-á de obedecer ao parágrafo 9.3.1.1 (2) da [6] (referente a lajes), que impõe que em lajes armadas numa só direção, a armadura perpendicular à de flexão terá de ser pelo menos 20% desta. Dado que se tratam de varões com 32 mm de diâmetro, foram consideradas distribuições idênticas às da armadura principal, mas com varões de diâmetro igual a 16 mm. Assim, assegura-se que a armadura de distribuição é 25% da de flexão em toda a estrutura.

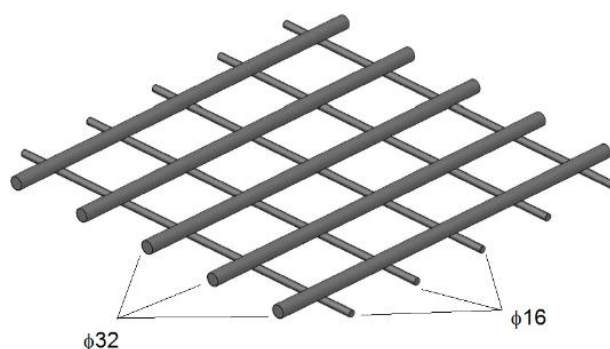


Figura 56 - Malha representativa com armadura de flexão e de distribuição

10.3. Afastamento mínimo entre camadas

Por razões maioritariamente associadas ao processo construtivo, é estritamente necessário impor um afastamento mínimo entre varões. No caso em questão serão considerados dois critérios dominantes:

- i. Espaço suficiente para a mão-de-obra
- ii. Espaço suficiente para os agregados de maior dimensão

Em relação ao primeiro critério, realça-se que durante a construção da galeria, os trabalhadores terão de ter espaço suficiente ao longo da mesma de modo a que seja possível a colocação das armaduras de esforço transverso. Como tal, é necessário ceder um afastamento considerável numa das direções, pelo que se adotou um valor mínimo recomendado de 50 cm, podendo este descer um máximo de 10 cm caso seja necessário.

Quanto ao critério ii, este terá de ser, contrariamente ao primeiro, estabelecido para as duas direções. Sabendo que a dimensão de um agregado máximo é de 64 mm, torna-se imperativo assegurar que não haja elementos estruturais, em qualquer zona da estrutura, que impeçam a passagem do mesmo.

Supõe-se que se tem pelo menos uma camada $\phi 32//0.100$ na horizontal num dos cantos superiores da galeria, que depois transiciona para uma camada $\phi 32//0.200$ na vertical. Devido ao requisito de empalmar varões com outros varões, a distância livre no caso referido no período anterior desce significativamente (para apenas 36 mm), como ilustra a Figura 57. Assim confirma-se que o afastamento mínimo terá de ser superior a 10 cm, pelo que se adotou 20 cm como espaçamento de base em todas as situações. Salienta-se que este exemplo ainda não inclui a armadura de esforço transverso.

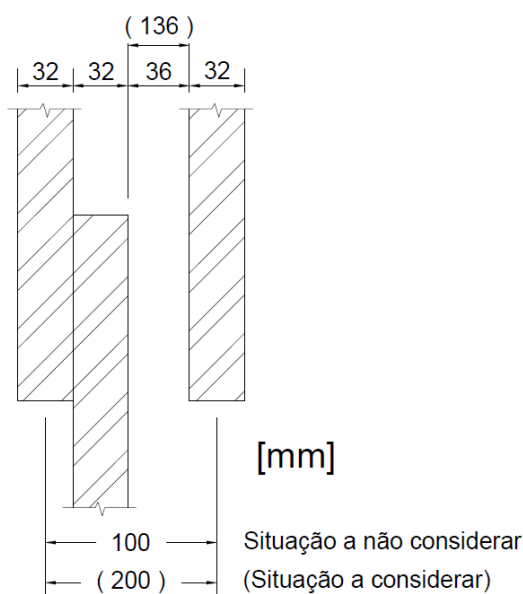


Figura 57 - Pormenor ilustrativo de empalmes de varões incluindo distância livre (situação a considerar entre parênteses)

11. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como era de esperar, uma estrutura de proporções como esta estará naturalmente associada a ações de grande magnitude. Como consequência, a quantidade e a dimensão de elementos estruturais (nomeadamente os varões de aço para o betão armado) não são usuais àquelas que ocorrem em estruturas mais correntes, como edifícios ou pontes.

Mais especificamente, é comum evitar a utilização do varão 32 nestas estruturas, devido à dificuldade associada em trabalhar com o mesmo para que este tenha a disposição desejada. No entanto, numa composição estrutural de grandeza superior, tal como o caso em mãos, verificou-se que a não adoção de varões destas dimensões poderia condicionar significativamente a solução.

Outro aspeto necessário na verificação da segurança foi o facto de haver esforços de compressão no BCC que não deverão ultrapassar $0,3 \cdot f_{ck}$. Como já tinha sido referido, esta problemática poderá ser contornada se se aumentar a altura da secção da galeria em betão armado, o que permite reduzir as tensões no BCC.

De um modo mais geral, e como tinha sido antecipado, a evolução dos modelos permitiu obter, progressivamente, soluções mais próximas da realidade por ordem de maior complexidade do modelo. Para além disso, foi possível concluir que a redução de uma estrutura de troços espessos a elementos unidimensionais coincidentes com os seus eixos origina uma aproximação. Como tal, a avaliação da mesma através de elementos de casca, embora sendo computacionalmente mais exigente, revelou-se ser uma ferramenta importante para o estudo do seu comportamento.

Observou-se que foi necessário reforçar a estrutura para a verificação ao ELS pois as armaduras correspondentes ao ELU não foram suficientes. A adoção de uma solução pré-esforçada poderá contornar este inconveniente visto o seu dimensionamento ser baseado em ELS. Porém a mão-de-obra que costuma fazer parte de uma estrutura como a deste problema dá preferência a métodos mais tradicionais.

Para além do trabalho que foi desenvolvido nesta tese, seria necessário realizar uma verificação à segurança da estrutura durante o seu período em funcionamento após a construção da barragem. O trabalho realizado abrange apenas um dimensionamento estrutural para a verificação da segurança da galeria durante a sua fase construtiva. Poder-se-ia, eventualmente, realizar um estudo da verificação à segurança global da estrutura em fase definitiva. Adicionalmente, os rolhões que terão que ser instalados para o fechamento das galerias também terão de verificar a segurança, tanto a estados limite últimos como de serviço. De seguida, também se deve considerar a necessidade de uma análise hidráulica. Estes aspetos, apesar de serem fundamentais para um projeto desta proporção, não são cobertos, uma vez que estão fora do âmbito desta tese.

12. BIBLIOGRAFIA

- [1] Isnard, V., Grekow, A., Mrozowicz, P., *Formulario del Ingeniero: Metodos practicos de calculo de obras de ingeniería*, Urmo S.A. Ediciones (1982);
- [2] Branco, F. A., Correia, A., *Modelação de Fundações na Análise Estrutural* (1980)
- [3] Pinheiro, A. N., *Obras de desvio provisório* (2002)
- [4] Ribeiro, A. C., *Betão Compactado com Cilindro: Composição e características* (2004)
- [5] Batista, H. A. *Análise Térmica e Estrutural de barragens de BCC - (Betão Compactado com Cilindros)* (2011)
- [6] NP EN 1992-1-1:2010, *Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios* (2010)
- [7] E 464 2005 – *Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos* (LNEC) (2005)
- [8] NP EN 1990:2009, *Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas* (2009)
- [9] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado* (1983)
- [10] US Army Corps. Of Engineers 1995 – “*Gravity Dam Design*” (1995)
- [11] US Army Corps. Of Engineers 1995 – “*Roller Compacted Concrete*” (1995)
- [12] *Estados Limites Últimos – Flexão composta para secções rectangulares* (IST)
- [13] Chen, Wai-Fah, *Handbook of Structural Engineering*, CRC Press (1997)
- [14] *CSI Analysis Reference Manual* (2016)
- [15] *Design of Gravity Dams*, Bureau of Reclamation (1976)
- [16] <http://s216.photobucket.com/user/Hanhart78/media/DSC04310.jpg.html>
- [17] Documento disponível na página da internet da empresa PERI: <http://www.peri.pt>
- [18] Schleiss, A., *Barrages* (École Polytechnique Fédérale de Lausanne) (2007)
- [19] <http://www.strand7.com/html/silo.htm>

ANEXOS

Anexo A – Integração de tensões em elementos de casca

A 1 - Tabela de integração de tensões σ_{11} para o esforço normal na secção S1, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	Contribuição para o esforço normal (kN/m)
	E1	E2	E3	E4			
6372	3286,43	3458,9	-	-	3372,67	0,225	758,85
6371	2313,56	2293,39	2459,19	2439,02	2376,29	0,45	1069,33
6370	1460,76	1444,92	1569,58	1553,74	1507,25	0,45	678,26
6369	734,77	747,7	810,15	823,08	778,93	0,45	350,52
6368	174,83	195,5	205,88	226,54	200,69	0,45	90,31
6367	-273,42	-237,02	-275,97	-239,57	-256,50	0,45	-115,42
6366	-622,65	-587,85	-666,19	-631,4	-627,02	0,45	-282,16
6365	-940,66	-907,3	-1014,43	-981,07	-960,87	0,45	-432,39
6364	-1254,75	-1234,81	-1364,34	-1344,4	-1299,58	0,45	-584,81
6362	-1623,39	-1619,31	-1763,91	-1759,82	-1691,61	0,45	-761,22
6363	-	-	-2101,38	-2276,32	-2188,85	0,225	-492,49
							$\Sigma = 278,77$

A 2 - Tabela de integração de tensões σ_{11} para o esforço normal na secção S2, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	Contribuição para o esforço normal (kNm/m)
	E1	E2	E3	E4			
3713	-5998,63	-3846,49	-	-	-4922,56	0,225	-344,91
6293	-894,95	-1299,87	-277,21	-682,13	-788,54	0,45	-338,29
6291	-363,53	-535,04	305,15	133,63	-114,95	0,45	-93,34
6289	115,49	9,63	585,55	479,69	297,59	0,45	33,32
6287	312,8	229,56	732,9	649,66	481,23	0,45	115,16
6285	430,86	353,72	780,21	703,07	566,97	0,45	151,14
6283	474,95	412,81	784,17	722,03	598,49	0,45	168,16
6281	518,13	466,35	795,03	743,25	630,69	0,45	178,98
6279	578,36	547,41	861,35	830,4	704,38	0,45	200,95
6276	712,63	702,55	1031,39	1021,31	866,97	0,45	247,88
3712	-	-	965,77	1380,74	1173,26	0,225	168,32
							$\Sigma = 487,38$

A 3 - Tabela de integração de tensões σ_{11} para o esforço normal na secção S3, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	Contribuição para o esforço normal (kNm/m)
	E1	E2	E3	E4			
7580	-948,61	-1002,25	-	-	-975,43	0,225	-219,47
7579	-642,68	-668,01	-690,67	-716	-679,34	0,45	-305,70
7578	-375,47	-408,61	-418,88	-452,02	-413,75	0,45	-186,19
7577	-122,22	-162,79	-157,54	-198,11	-160,17	0,45	-72,074
7576	151,92	113,89	123,78	85,75	118,84	0,45	53,48
7575	482,71	446,05	466,76	430,1	456,41	0,45	205,38
7574	909,51	890,71	903,79	884,98	897,25	0,45	403,76
7573	1472,99	1463,67	1480,92	1471,6	1472,30	0,45	662,53
7572	2189,66	2210,61	2206,7	2227,65	2208,66	0,45	993,89
7570	3069,32	3095,88	3095,31	3121,87	3095,60	0,45	1393,02
7571	-	-	4106,76	4137,57	4122,17	0,225	927,49
							$\Sigma = 3856,12$

A 4 - Tabela de integração de tensões σ_{12} para o esforço transversal na secção S1, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	Contribuição para o esforço transversal (kN/m)
	E1	E2	E3	E4			
6372	-40,86	-83,89	-	-	-62,38	0,225	-14,03
6371	-225,37	-137,24	-161,78	-73,66	-149,51	0,45	-67,28
6370	-313,11	-262,7	-307,58	-257,18	-285,14	0,45	-128,31
6369	-453,97	-411,91	-344,68	-302,61	-378,29	0,45	-170,23
6368	-476,51	-463,65	-401,92	-389,06	-432,79	0,45	-194,75
6367	-517,02	-513,61	-385,23	-381,82	-449,42	0,45	-202,24
6366	-466,52	-490,1	-367,63	-391,21	-428,87	0,45	-192,99
6365	-409,59	-443,79	-299,09	-333,28	-371,44	0,45	-167,15
6364	-289,72	-344,33	-219,82	-274,43	-282,08	0,45	-126,93
6362	-128,97	-212,72	-80,37	-164,12	-146,55	0,45	-65,95
6363	-	-	-69,65	-58,28	-63,97	0,225	-14,39
							$\Sigma = -1344,26$

A 5 – Tabela de integração de tensões σ_{12} para o esforço transversal na secção S2, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	Contribuição para o esforço transversal (kNm/m)
	E1	E2	E3	E4			
3713	-3726,8	-645,54	-	-	-2186,17	0,225	-491,89
6293	-3008,54	-2488,42	-2322,51	-1802,38	-2405,46	0,45	-1082,46
6291	-2415,7	-2680,9	-2438,89	-2704,1	-2559,90	0,45	-1151,95
6289	-2127,66	-2260,9	-2115,03	-2248,26	-2187,96	0,45	-984,58
6287	-1804,5	-1938,01	-1902,67	-2036,18	-1920,34	0,45	-864,15
6285	-1530,23	-1678,78	-1600,33	-1748,89	-1639,56	0,45	-737,80
6283	-1252,3	-1379,26	-1351,06	-1478,02	-1365,16	0,45	-614,32
6281	-980,67	-1129,48	-1049,66	-1198,47	-1089,57	0,45	-490,31
6279	-683,94	-833,02	-750,92	-900	-791,97	0,45	-356,39
6276	-284,57	-519,54	-310,61	-545,58	-415,08	0,45	-186,78
3712	-	-	-167,39	-188,35	-177,87	0,225	-40,021
							$\Sigma = -7000,66$

A 6 – Tabela de integração de tensões σ_{12} para o esforço transversal na secção S3, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	Contribuição para o esforço transversal (kNm/m)
	E1	E2	E3	E4			
7580	-84,21	-171,06	-	-	-127,64	0,225	-28,72
7579	-21,38	-40,06	-115,87	-134,55	-77,97	0,45	-35,08
7578	28,1	5,26	-76,38	-99,22	-35,56	0,45	-16,00
7577	78,77	62,44	-55,22	-71,55	3,61	0,45	1,62
7576	99,74	85,34	-16,79	-31,18	34,28	0,45	15,42
7575	129,99	123,93	-14,21	-20,28	54,86	0,45	24,69
7574	108,02	104,52	24,14	20,64	64,33	0,45	28,95
7573	117,62	123,08	1,92	7,37	62,50	0,45	28,12
7572	50,55	57,94	41,02	48,42	49,48	0,45	22,27
7570	51,58	67,46	-13,91	1,96	26,77	0,45	12,05
7571	-	-	-10,2	32,25	11,03	0,225	2,48
							$\Sigma = 55,80$

A 7 - Tabela de integração de tensões σ_{11} para o momento na secção S1, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	z (m)	Contribuição para o momento (kNm/m)
	E1	E2	E3	E4				
6372	3286,43	3458,9	-	-	3372,67	0,225	-2,25	-1707,41
6371	2313,56	2293,39	2459,19	2439,02	2376,29	0,45	-1,8	-1924,80
6370	1460,76	1444,92	1569,58	1553,74	1507,25	0,45	-1,35	-915,65
6369	734,77	747,7	810,15	823,08	778,93	0,45	-0,9	-315,46
6368	174,83	195,5	205,88	226,54	200,69	0,45	-0,45	-40,64
6367	-273,42	-237,02	-275,97	-239,57	-256,50	0,45	0	0
6366	-622,65	-587,85	-666,19	-631,4	-627,02	0,45	0,45	-126,97
6365	-940,66	-907,3	-1014,43	-981,07	-960,87	0,45	0,9	-389,15
6364	-1254,75	-1234,81	-1364,34	-1344,4	-1299,58	0,45	1,35	-789,49
6362	-1623,39	-1619,31	-1763,91	-1759,82	-1691,61	0,45	1,8	-1370,20
6363	-	-	-2101,38	-2276,32	-2188,85	0,225	2,25	-1108,10
								$\Sigma = -8687,89$

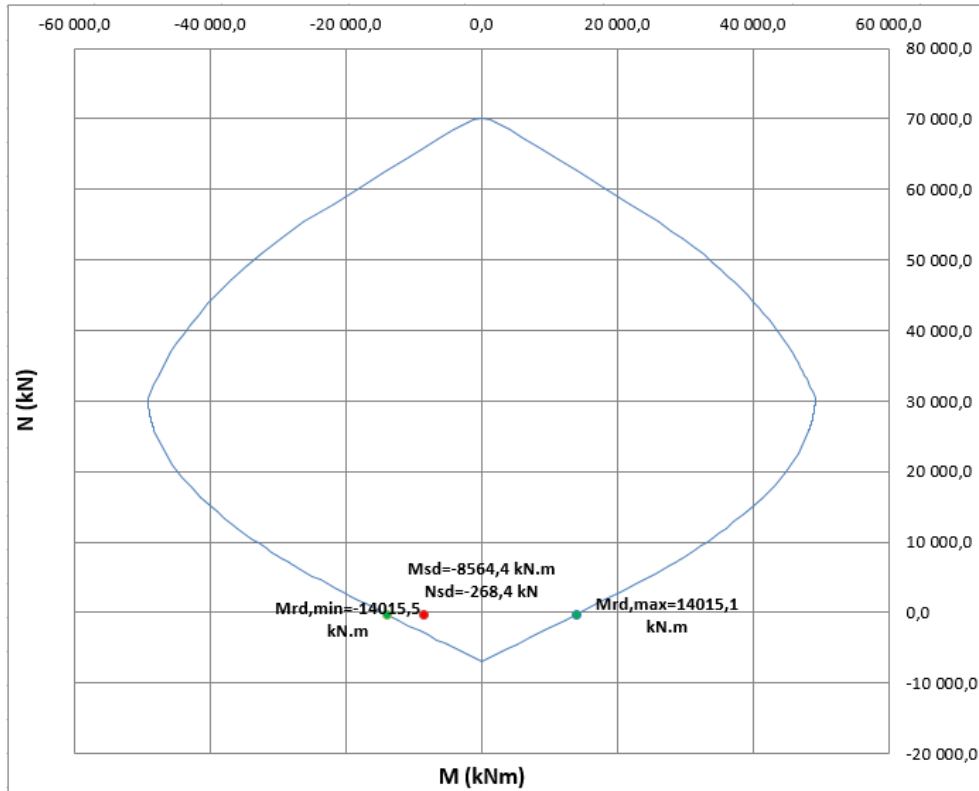
A 8 - Tabela de integração de tensões σ_{11} para o momento secção S2, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	z (m)	Contribuição para o momento (kNm/m)
	E1	E2	E3	E4				
3713	-5998,63	-3846,49	-	-	-4922,56	0,225	-2,25	2492,05
6293	-894,95	-1299,87	-277,21	-682,13	-788,54	0,45	-1,8	638,72
6291	-363,53	-535,04	305,15	133,63	-114,95	0,45	-1,35	69,83
6289	115,49	9,63	585,55	479,69	297,59	0,45	-0,9	-120,52
6287	312,8	229,56	732,9	649,66	481,23	0,45	-0,45	-97,45
6285	430,86	353,72	780,21	703,07	566,97	0,45	0	0
6283	474,95	412,81	784,17	722,03	598,49	0,45	0,45	121,19
6281	518,13	466,35	795,03	743,25	630,69	0,45	0,9	255,43
6279	578,36	547,41	861,35	830,4	704,38	0,45	1,35	427,91
6276	712,63	702,55	1031,39	1021,31	866,97	0,45	1,8	702,25
3712	-	-	965,77	1380,74	1173,255	0,225	2,25	593,96
								$\Sigma = 5083,36$

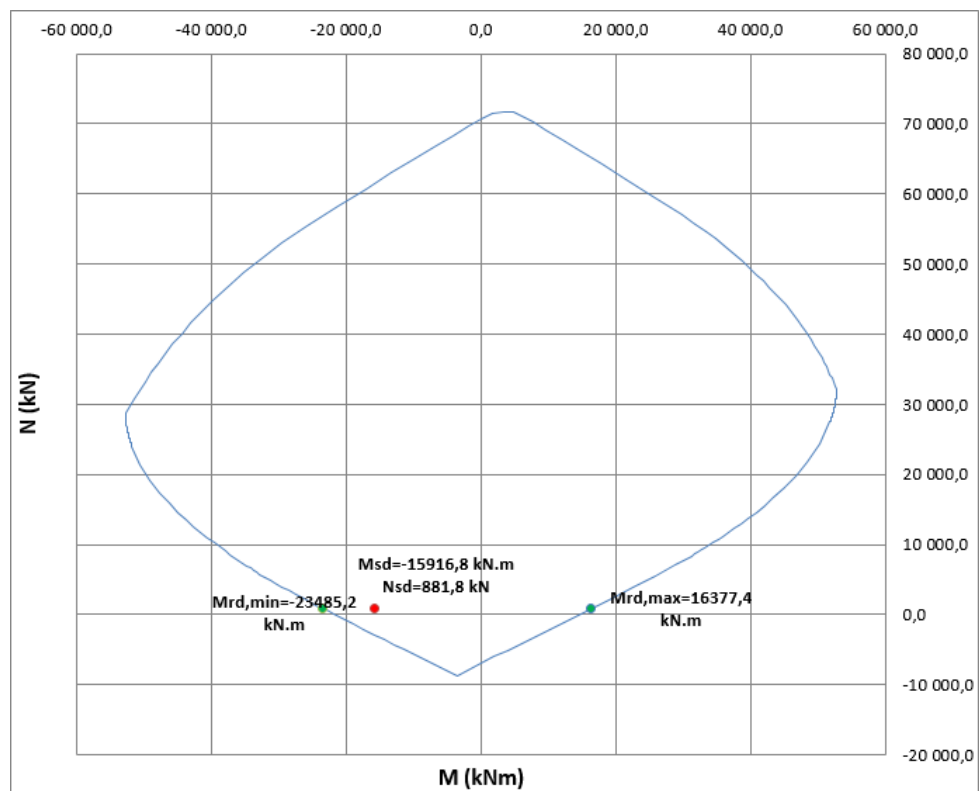
A 9 - Tabela de integração de tensões σ_{11} para o momento S3, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$

Nó	Tensões (kPa)				Média (kPa)	Comprimento de influência (m)	z (m)	Contribuição para o momento (kNm/m)
	E1	E2	E3	E4				
7580	-948,61	-1002,25	-	-	-975,43	0,225	-2,25	493,81
7579	-642,68	-668,01	-690,67	-716	-679,34	0,45	-1,8	550,27
7578	-375,47	-408,61	-418,88	-452,02	-413,75	0,45	-1,35	251,35
7577	-122,22	-162,79	-157,54	-198,11	-160,17	0,45	-0,9	64,87
7576	151,92	113,89	123,78	85,75	118,84	0,45	-0,45	-24,06
7575	482,71	446,05	466,76	430,1	456,405	0,45	0	0
7574	909,51	890,71	903,79	884,98	897,25	0,45	0,45	181,69
7573	1472,99	1463,67	1480,92	1471,6	1472,30	0,45	0,9	596,28
7572	2189,66	2210,61	2206,7	2227,65	2208,66	0,45	1,35	1341,76
7570	3069,32	3095,88	3095,31	3121,87	3095,60	0,45	1,8	2507,43
7571	-	-	4106,76	4137,57	4122,17	0,225	2,25	2086,85
								$\Sigma = 8050,24$

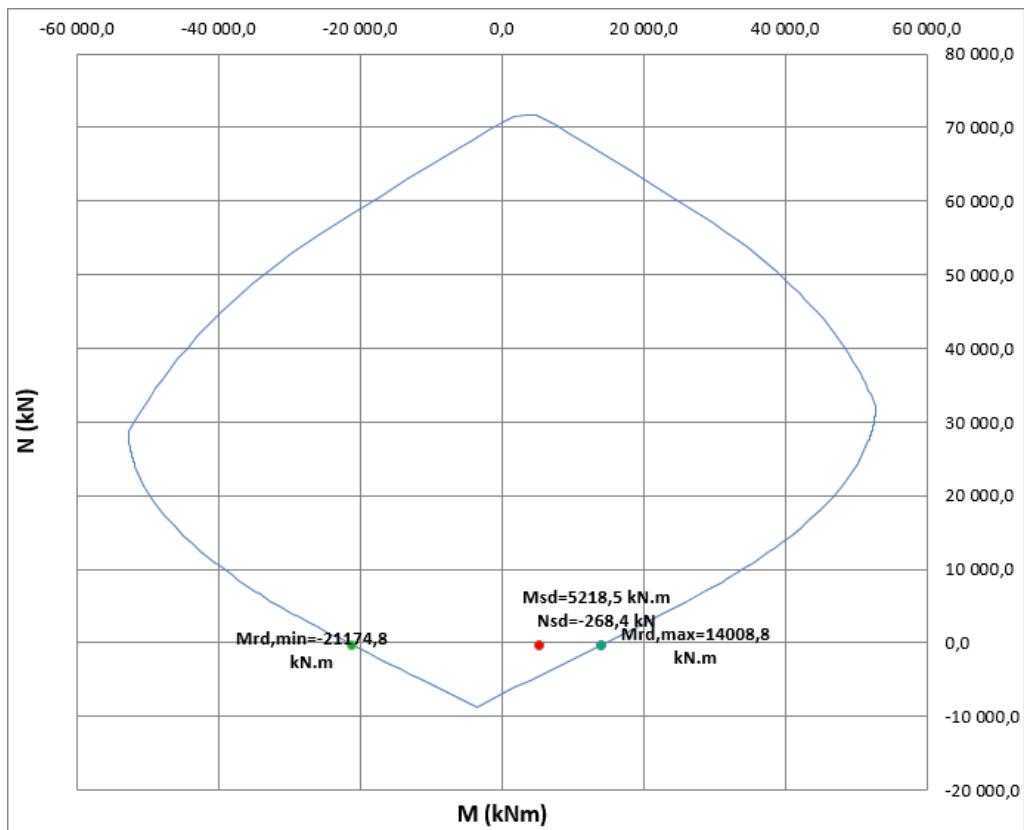
Anexo B – Diagramas de interação entre o esforço normal e o momento fletor (valores negativos de N indicam tração)



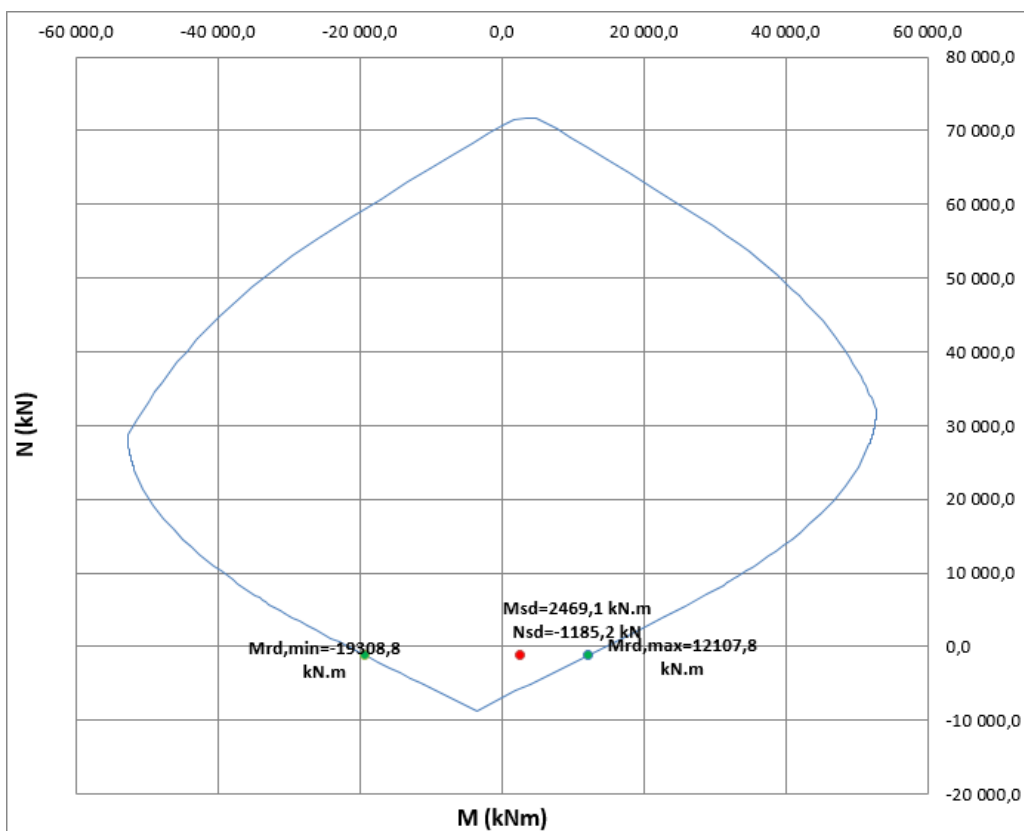
B 1 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S1 (1,35PP, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



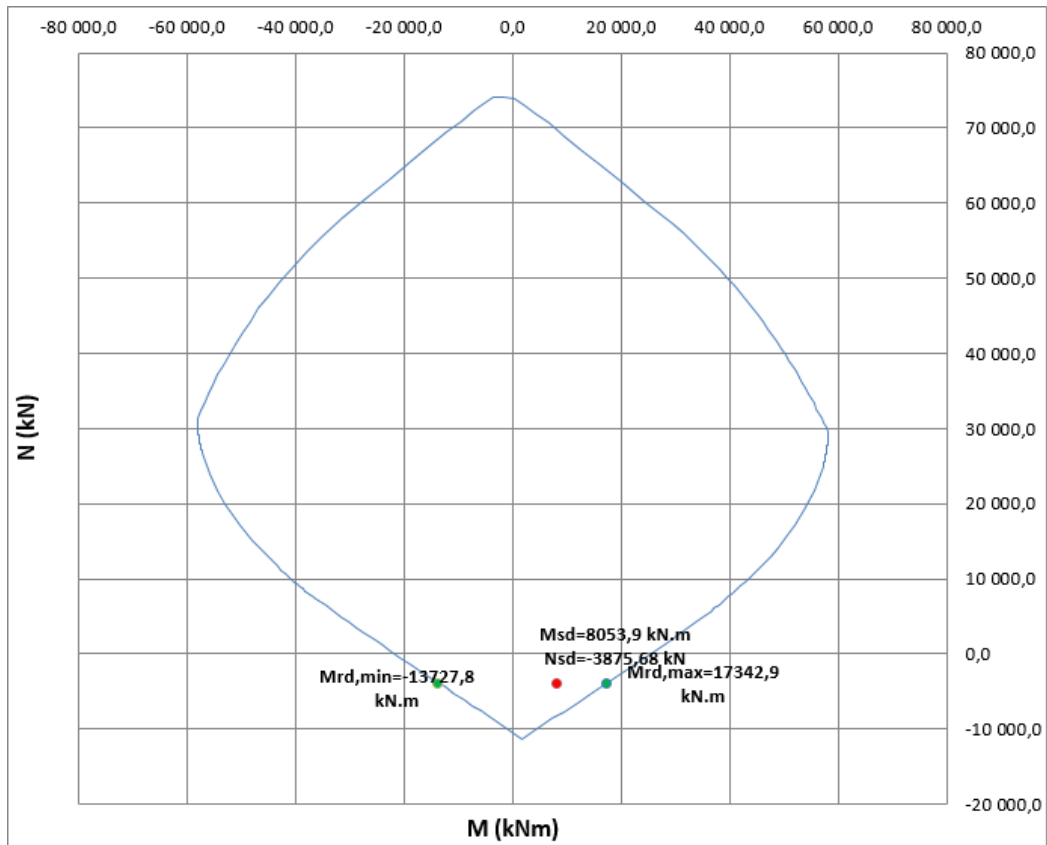
B 2 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S1 (1,35PP, $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



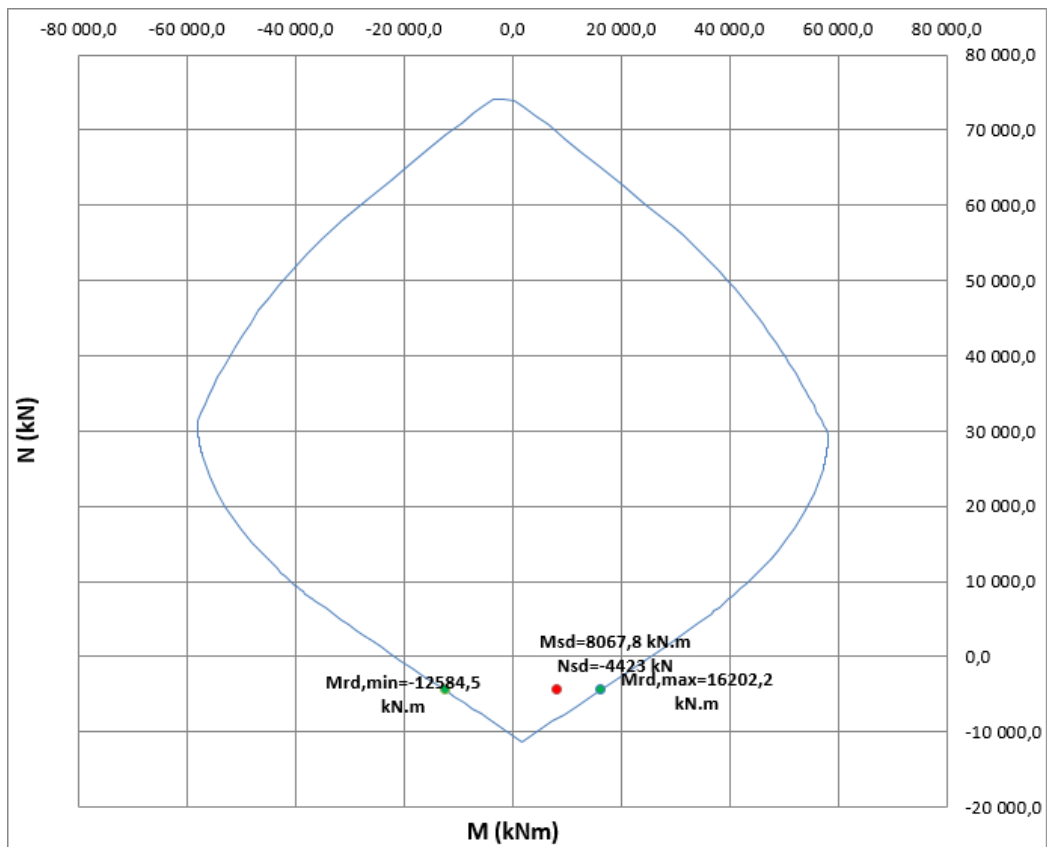
B 3 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S2 (1,35PP, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



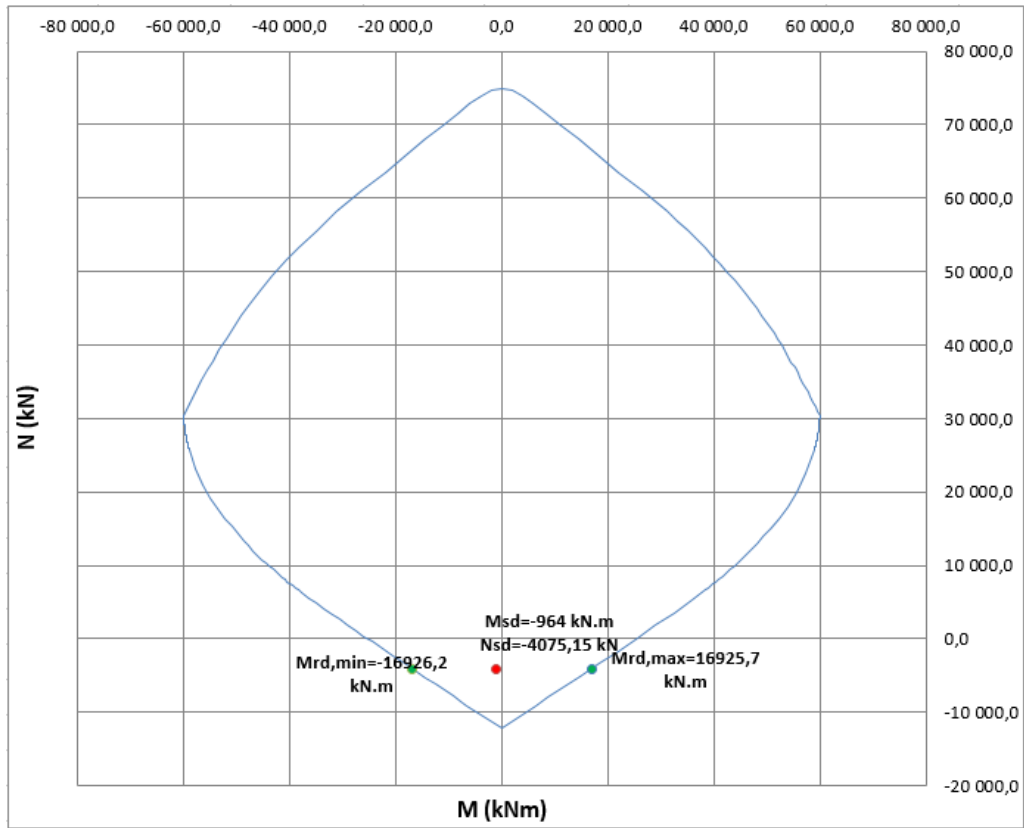
B 4 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S2 (1,35PP, $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



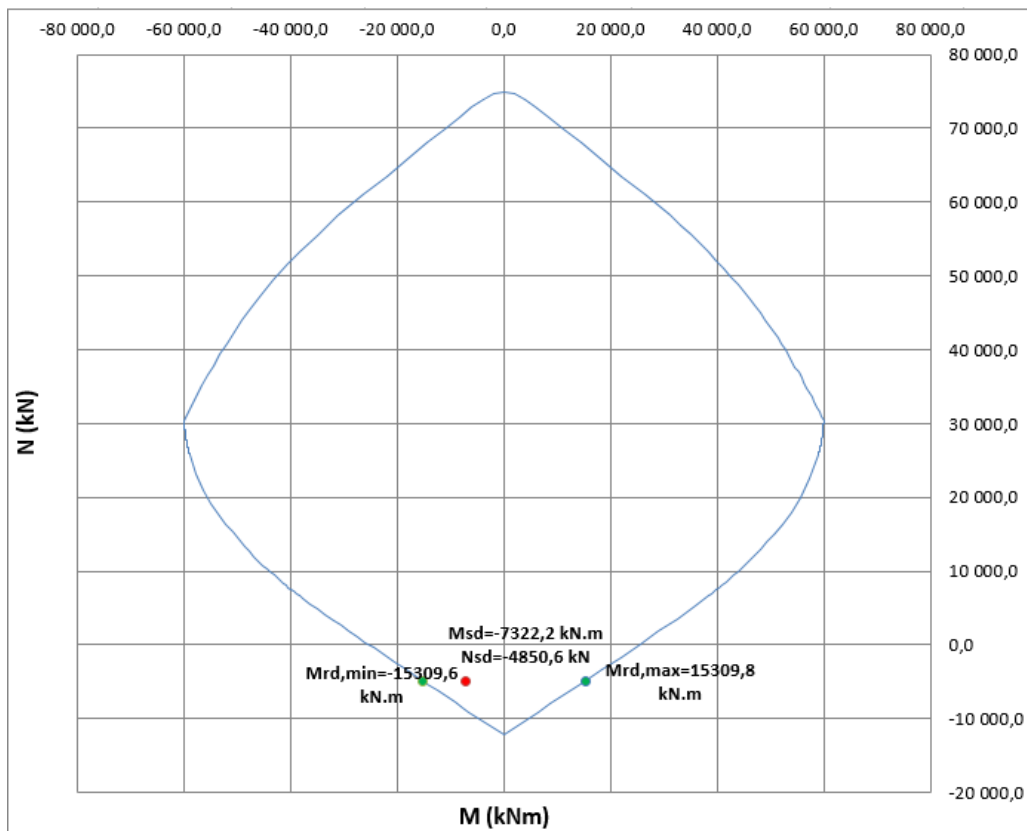
B 5 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S3 ($1,35PP$, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



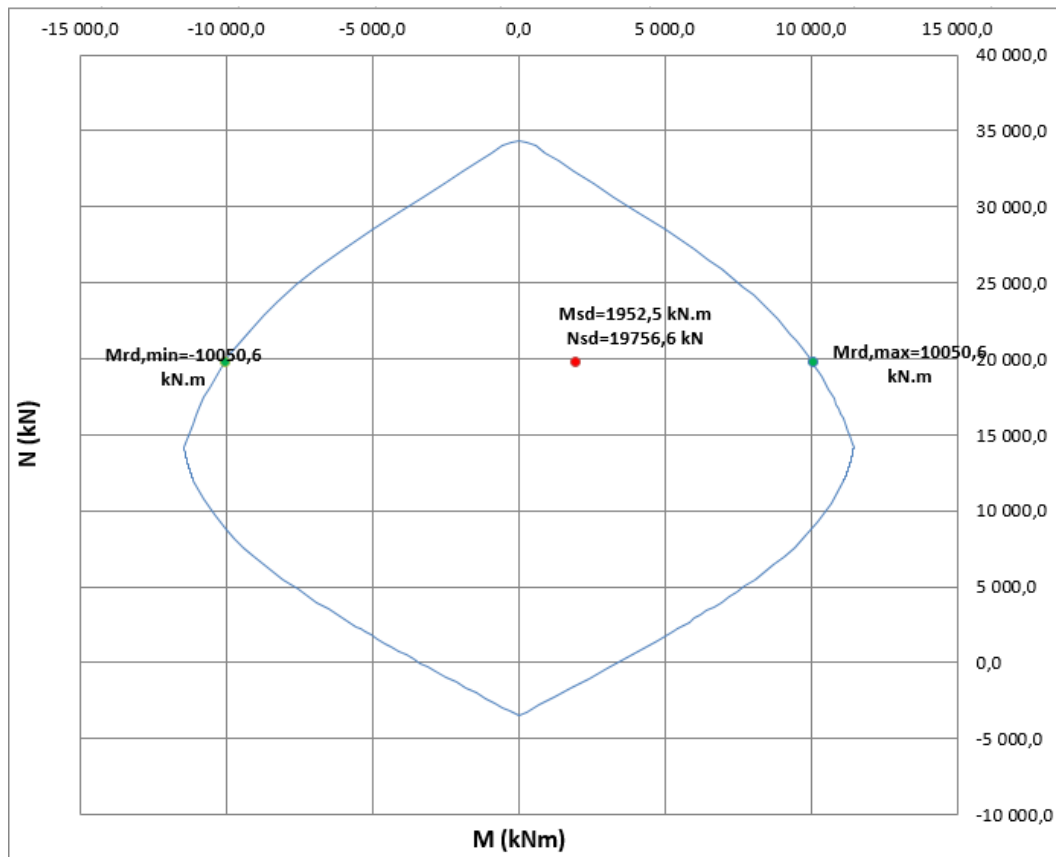
B 6 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S3 ($1,35PP$, $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



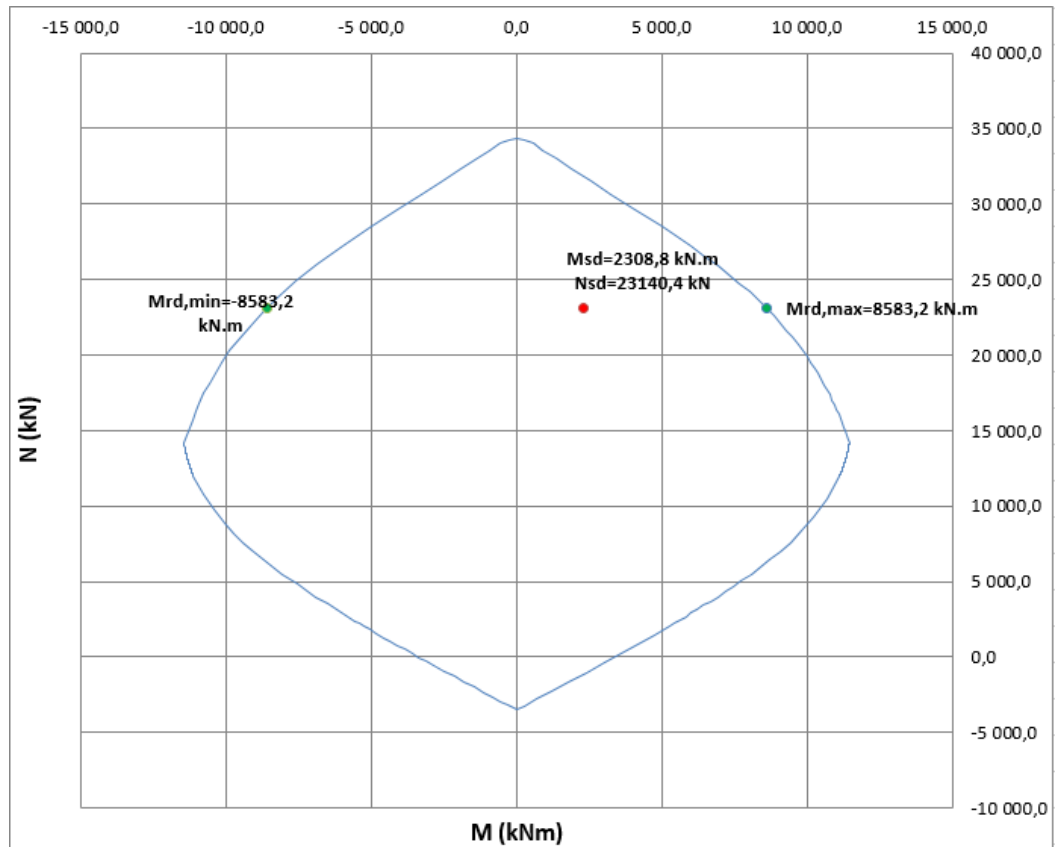
B 7 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S4 (1,35PP, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



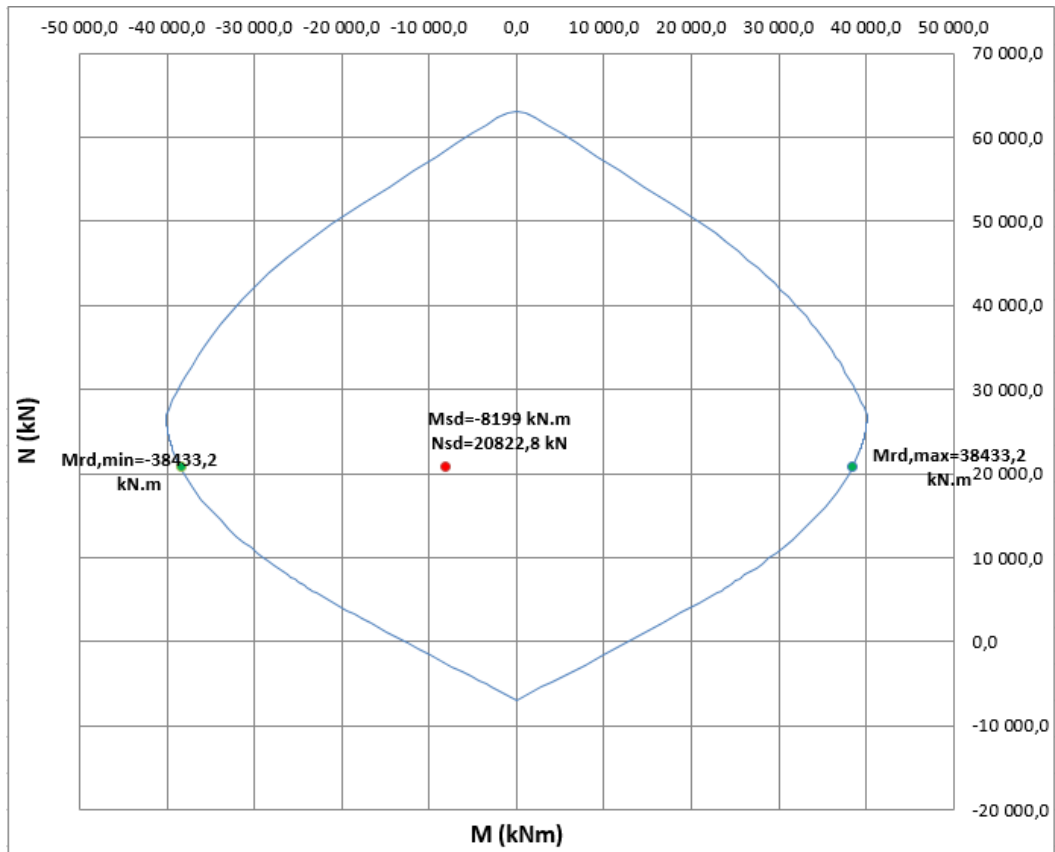
B 8 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S4 (1,35PP, $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



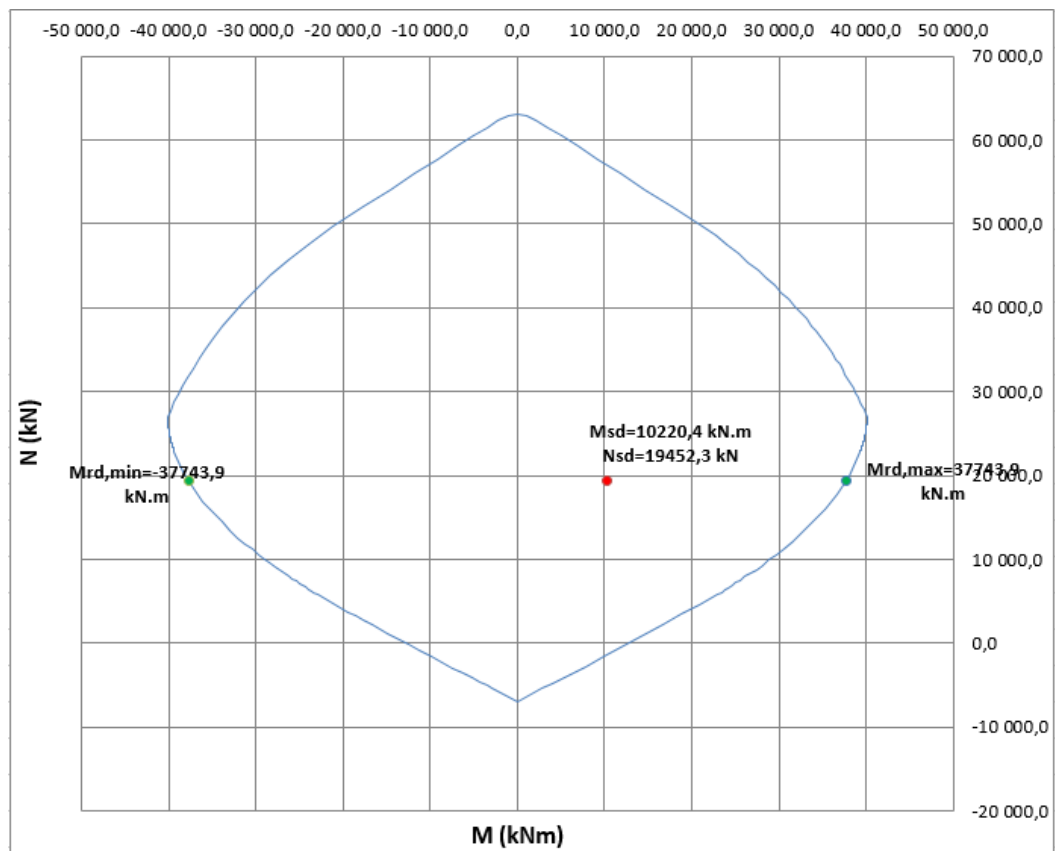
B 9 – Diagrama de interação (N , M) para a secção S5 ($1,35PP$, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



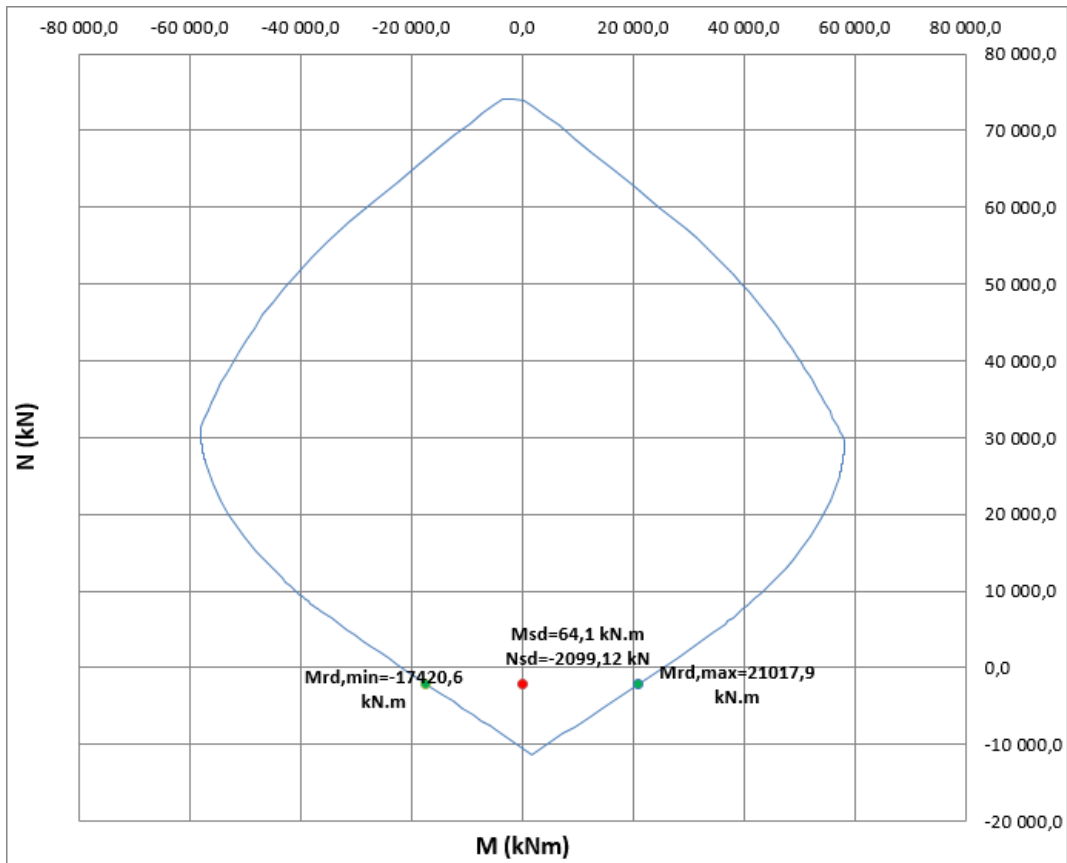
B 10 – Diagrama de interação (N , M) para a secção S5 ($1,35PP$, $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



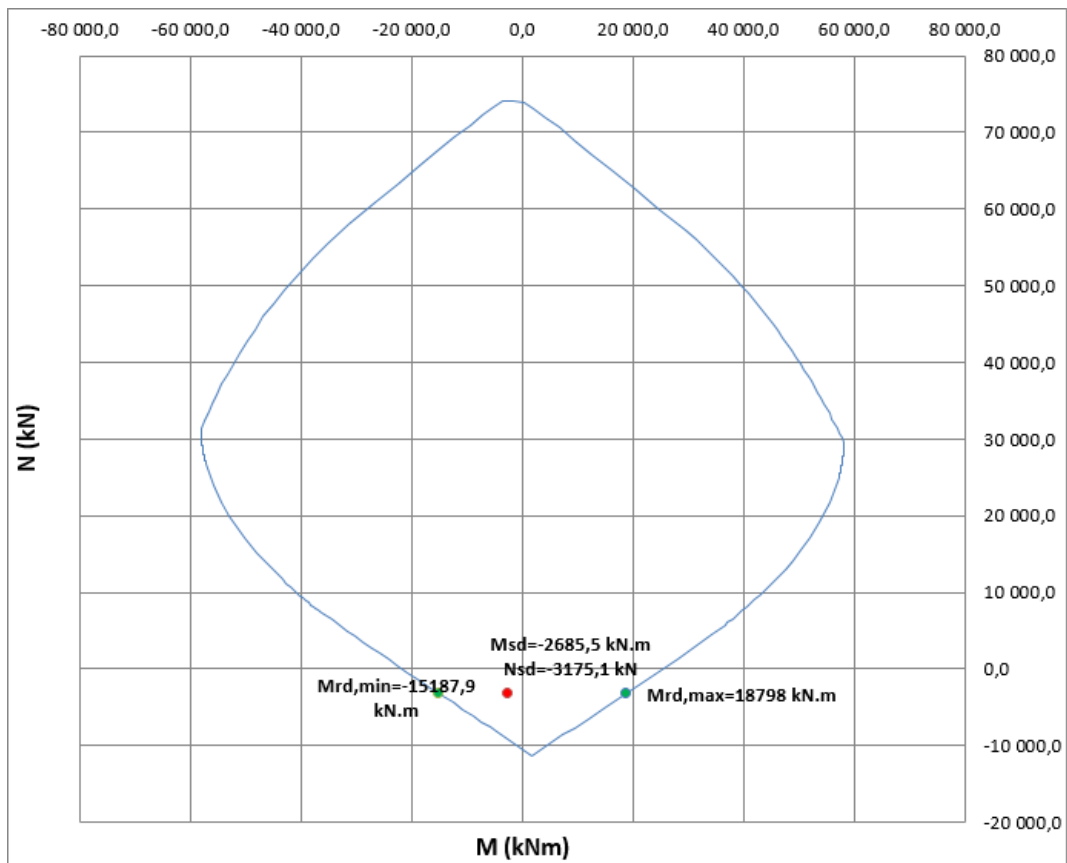
B 11 – Diagrama de interação (N, M) para a secção S6 (1,35PP, $K = 7\,500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)



B 12 - Diagrama de interação (N, M) para a secção S6 (1,35PP, $K = 500\,000\text{ kN/m}^3$, valores por metro)

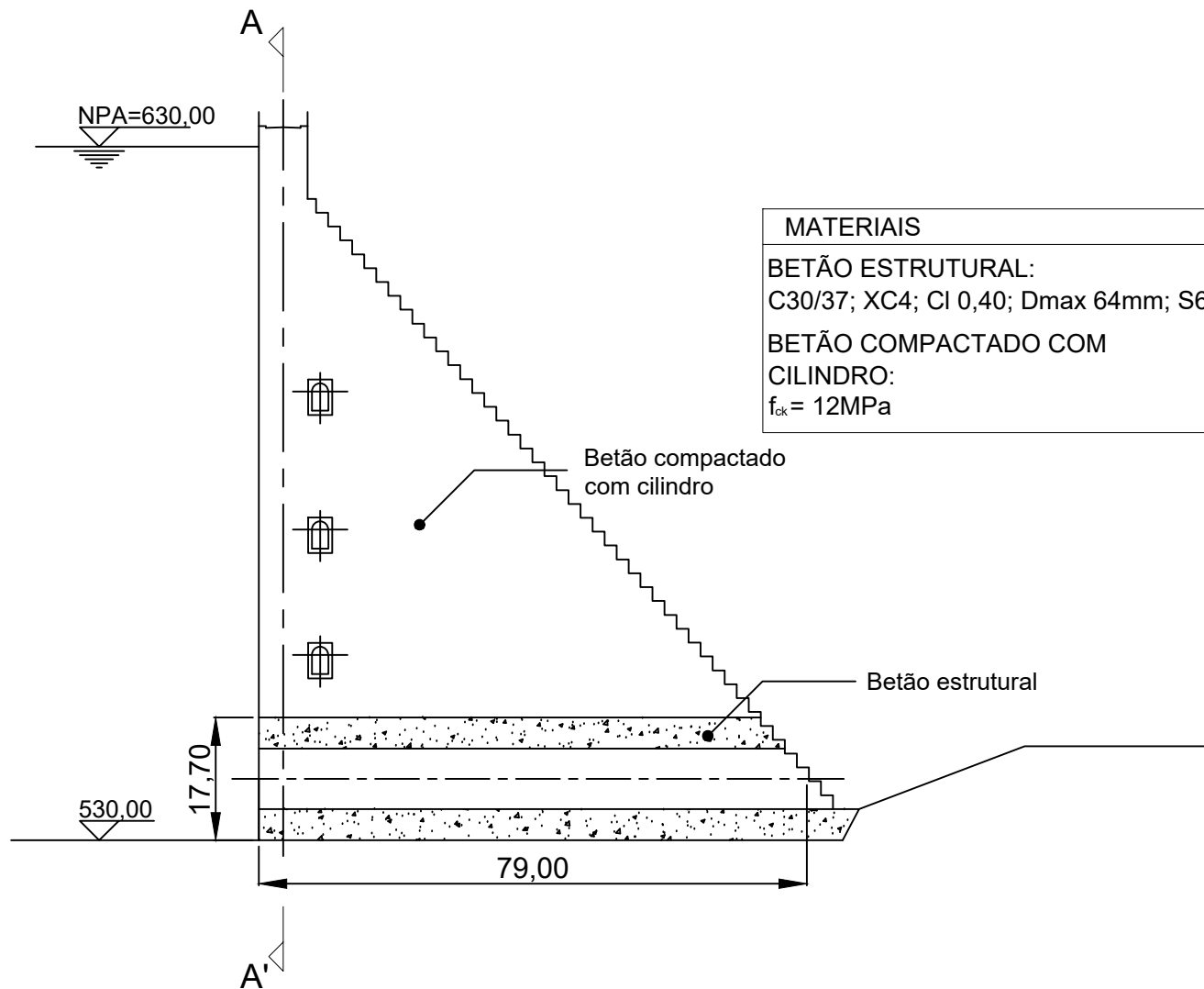


B 13 – Diagrama de interação (N, M) para a secção S7 (1,35PP, $K = 7\,500\,000 \text{ kN/m}^3$, valores por metro)



B 14 – Diagrama de interação (N, M) para a secção S3 (1,35PP, $K = 500\,000 \text{ kN/m}^3$, valores por metro)

Anexo C – Peças desenhadas



Instituto Superior Técnico
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Dissertação de Mestrado

Dimensionamento estrutural de galerias de derivação em betão armado inseridas em corpo de barragem BCC

Definição da geometria da estrutura

Corte longitudinal

Dimensões em metros

Escala

1:1000

Peça

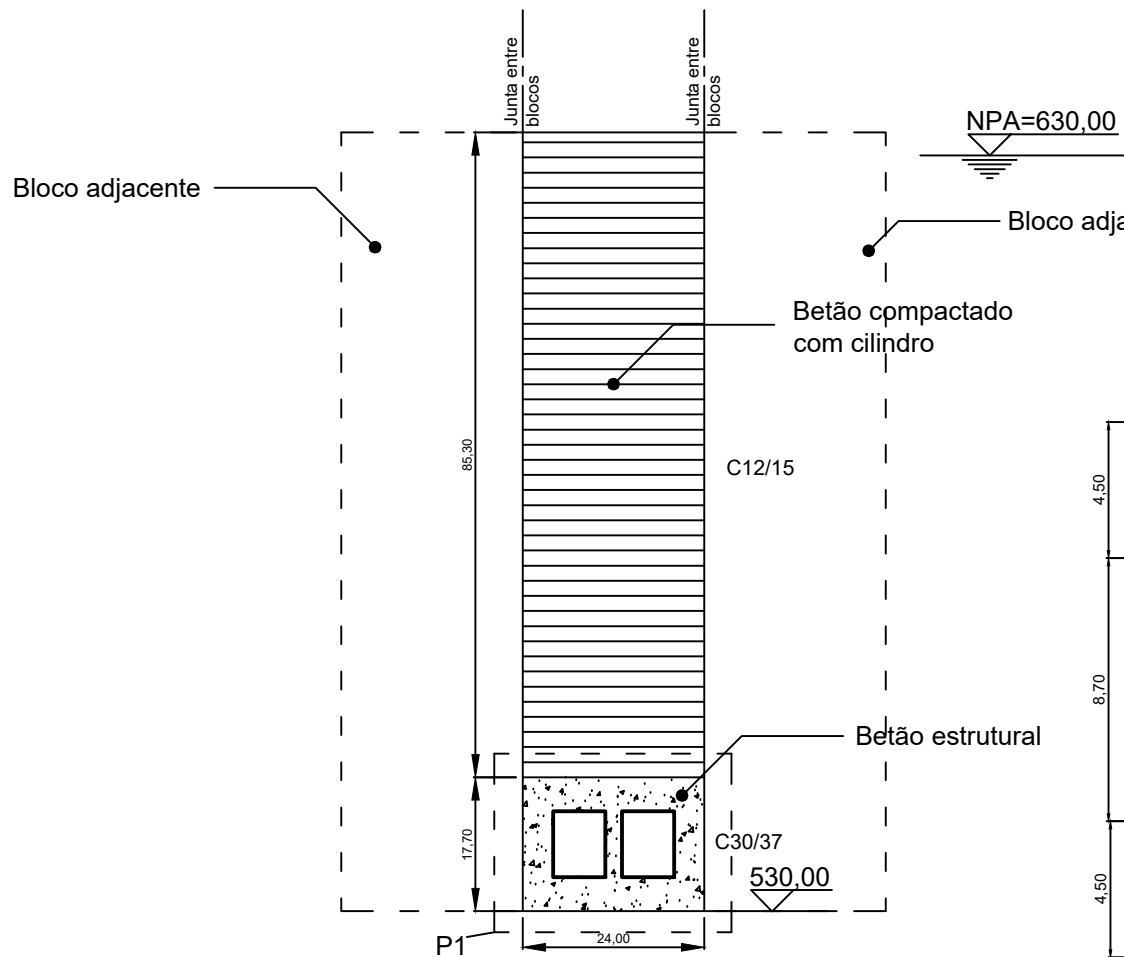
1

Elaborada por:

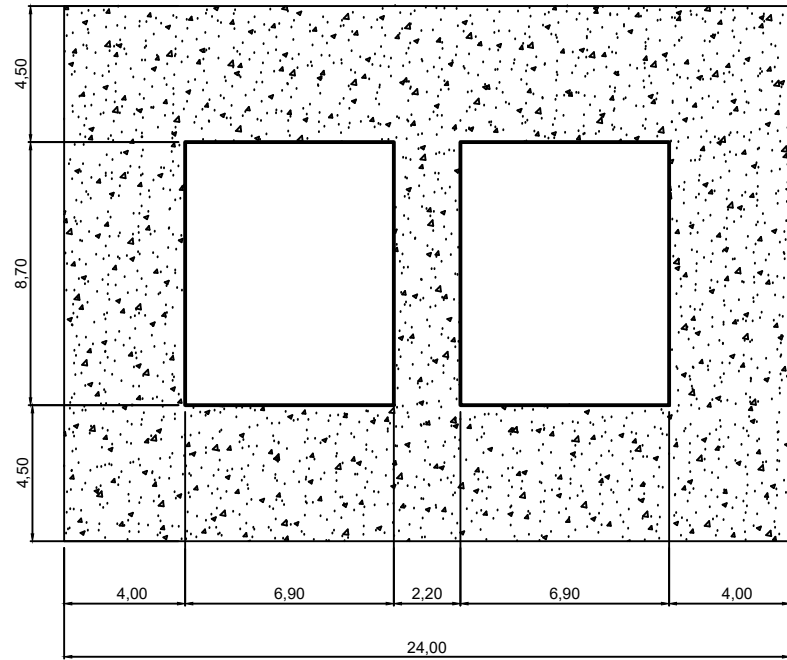
Diogo José do Amaral Barbosa

Nº 73222

Setembro de 2016



MATERIAIS
BETÃO ESTRUTURAL: C30/37; XC4; CI 0,40; Dmax 64mm; S6
BETÃO COMPACTADO COM CILINDRO: $f_{ck} = 12\text{MPa}$



Corte A-A'

Pormenor P1
Esc. 1:250



TÉCNICO LISBOA

Instituto Superior Técnico
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Dissertação de Mestrado
Dimensionamento estrutural de galerias de derivação em betão armado inseridas em corpo de barragem BCC

Definição da geometria da estrutura
Corte transversal A-A' e Pormenor P1

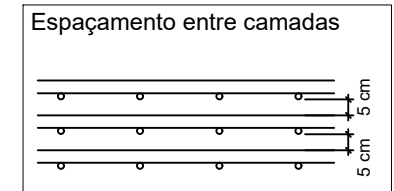
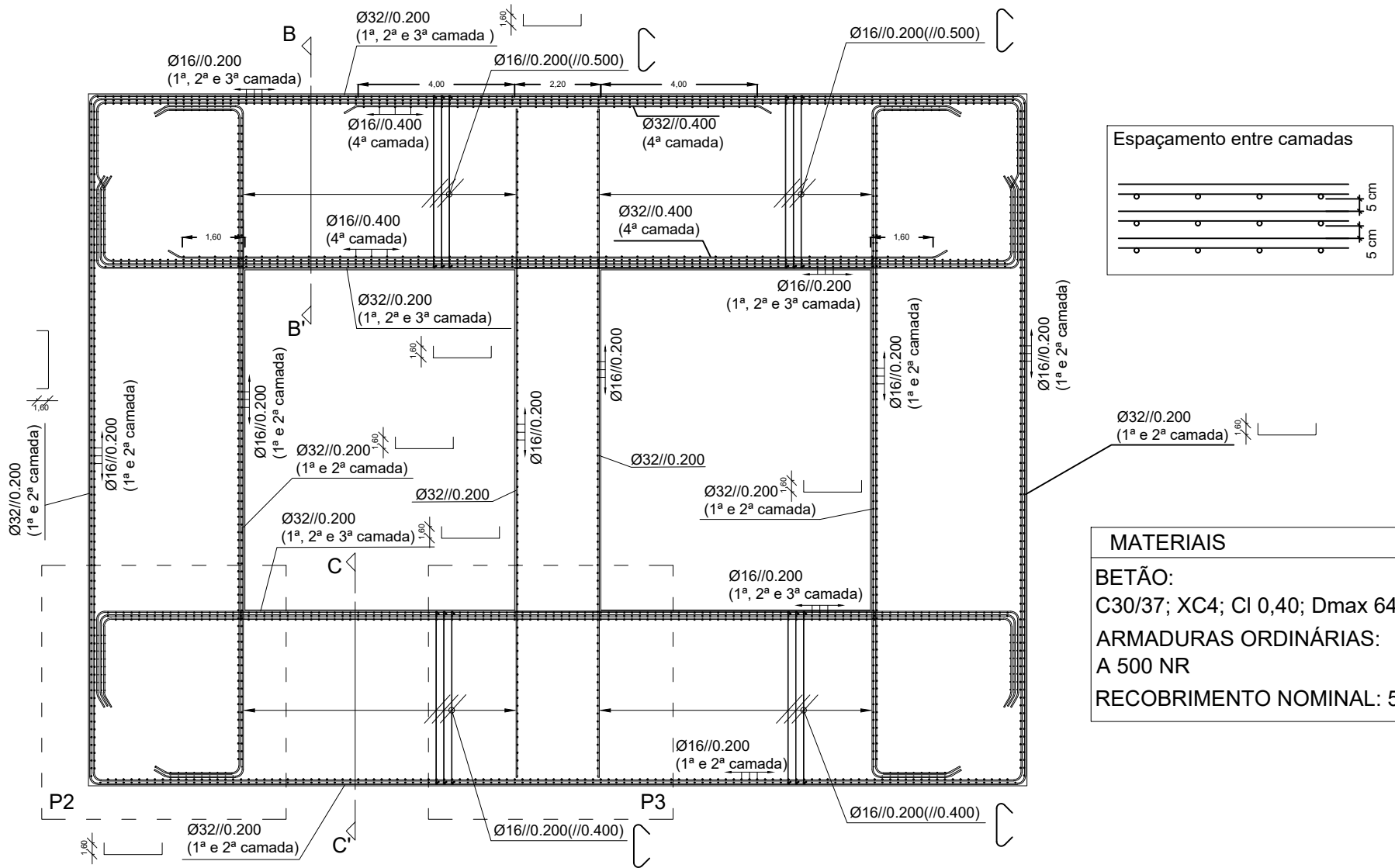
Dimensões em metros

Escala
1:1000

Peça
2

Elaborada por:
Diogo José do Amaral Barbosa
Nº 73222

Setembro de 2016



MATERIAIS

BETÃO:
C30/37; XC4; CI 0,40; Dmax 64mm; S6

ARMADURAS ORDINÁRIAS:
A 500 NR

RECOBRIMENTO NOMINAL: 50 mm



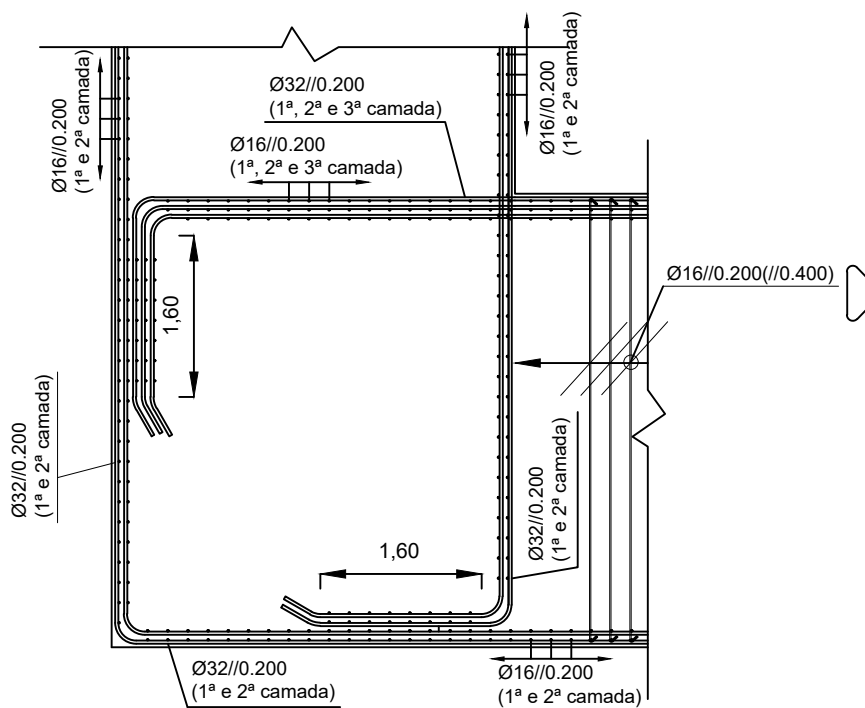
TÉCNICO LISBOA

Instituto Superior Técnico
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

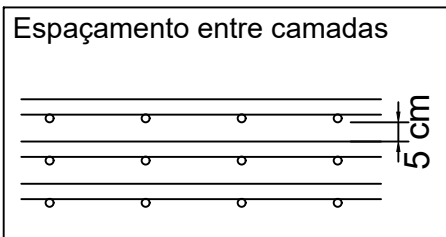
<u>Dissertação de Mestrado</u>	
Dimensionamento estrutural de galerias de derivação em betão armado inseridas em corpo de barragem BCC	
Pormenorização da galeria de desvio	Pormenorização geral
Dimensões em metros	

Escala	1:150
Peça	3

Elaborada por:	Diogo José do Amaral Barbosa
	Nº 73222
	Setembro de 2016



Pormenor P2

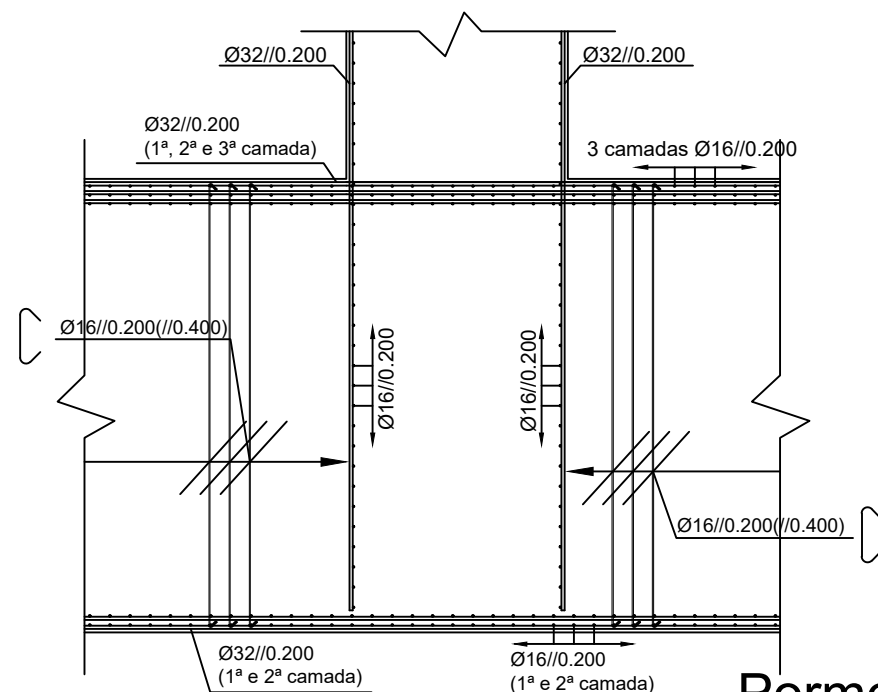


MATERIAIS

BETÃO:
C30/37; XC4; CI 0,40; Dmax 64mm; S6

ARMADURAS ORDINÁRIAS:
A 500 NR

RECOBRIMENTO NOMINAL: 50 mm



Pormenor P3



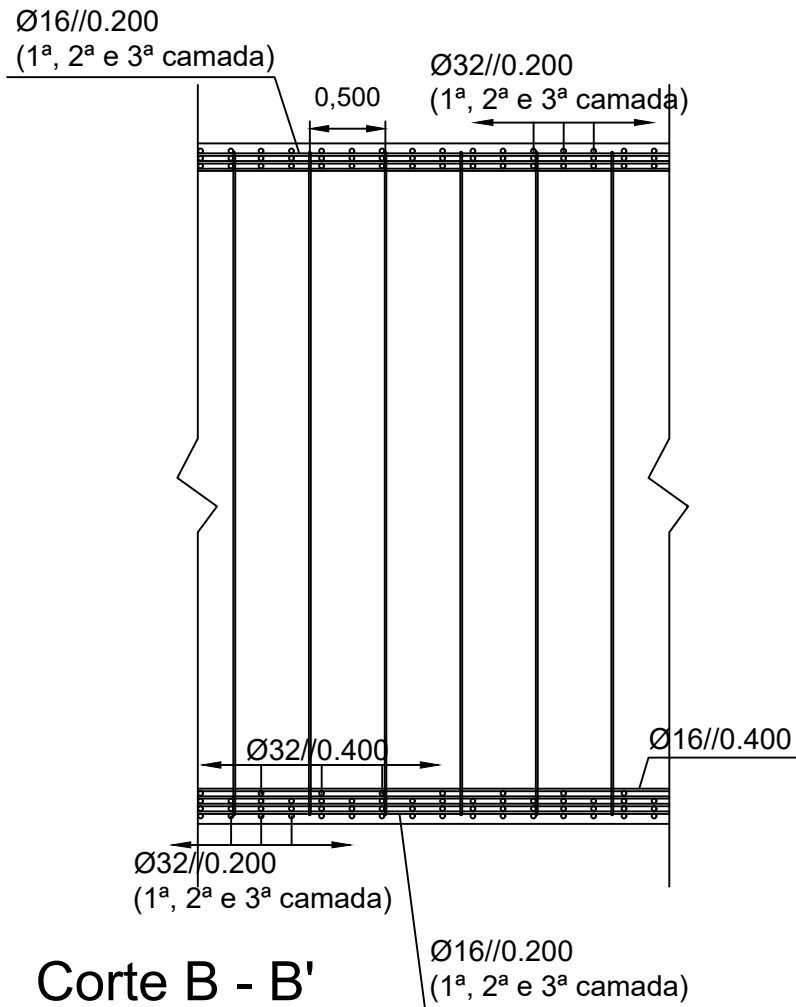
TÉCNICO LISBOA

Instituto Superior Técnico
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

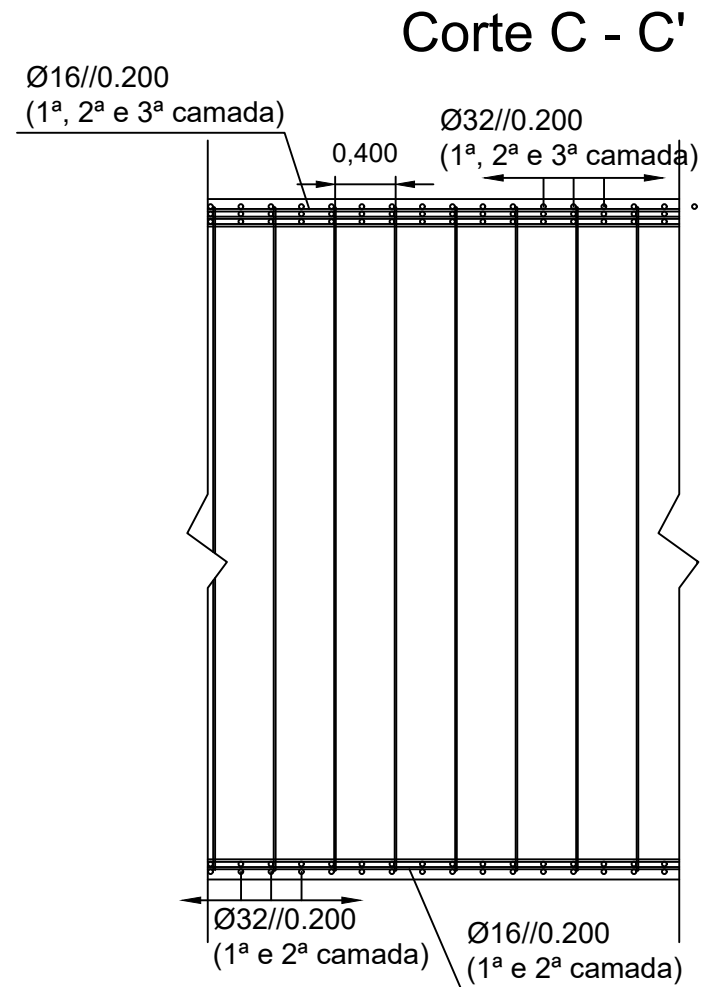
<u>Dissertação de Mestrado</u>	
Dimensionamento estrutural de galerias de derivação em betão armado inseridas em corpo de barragem BCC	
Pormenorização da galeria de desvio	
Pormenores P2 e P3	
Dimensões em metros	

Escala	1:75
Peça	4

Elaborada por:	Diogo José do Amaral Barbosa
	Nº 73222
	Setembro de 2016



Corte B - B'



Corte C - C'



Instituto Superior Técnico
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Dissertação de Mestrado
Dimensionamento estrutural de galerias de derivação em
betão armado inseridas em corpo de barragem BCC

Pormenorização da galeria de desvio
Cortes B-B' e C-C'

Dimensões em metros

Escala

1:50

Peça

5

Elaborada por:
Diogo José do Amaral Barbosa
Nº 73222

Setembro de 2016