



**Laura Isabel Pinela de Sousa Figueiredo**

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

# Soluções de estabilização hidráulica na barragem de Massingir

Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil - Perfil de Geotecnia

Orientador: Eng.º João Marcelino, Investigador Principal com  
Habilitação, LNEC

Co-orientadora: Professora Doutora Teresa Santana, Professora  
Auxiliar, FCT/UNL

Júri

Presidente: Professor Doutor Mário Silva

Arguentes: Professora Doutora Teresa Santana

Vogais: Engenheiro João Portugal



## **Soluções de estabilização hidráulica na barragem de Massingir**

Copyright © Laura Isabel Pinela de Sousa Figueiredo, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

Em primeiro lugar agradeço ao meu orientador, Eng.º João Marcelino, pela sua incondicional disponibilidade e pela partilha de conhecimento. À minha co-orientadora Professora Doutora Teresa Santana pelo incentivo e apoio.

À minha família, por serem o meu suporte, por toda a preocupação e motivação para atingir os meus objectivos.

Aos amigos de sempre, Susana, João Miguel e Tiago, por provarem que as ligações superam as circunstâncias e por estarem presentes nos momentos importantes.

Ao Diogo, pela sua generosidade e pela maneira pragmática como vê a vida.

À Pipa e ao Caixas, por todos os desabafos, todo o companheirismo e por todas as noitadas de estudo infatigáveis.

Ao César por todas as reflexões filosóficas e por todas as palavras sábias.

Ao João Figueira, por ter sido a minha companhia de todos os dias e motivo de boa disposição.

À Monica por ser um exemplo de força e dedicação, por todo o carinho e por me ajudar a superar-me todos os dias.



## Resumo

Esta dissertação pretende contribuir para um melhor entendimento da instabilidade hidráulica que acontece na fundação da barragem de Massingir, localizada em Moçambique. Desde a sua inauguração em 1977, que a barragem sofre de percolação excessiva pela fundação e neste sentido é estudada uma solução de reabilitação por forma a garantir a segurança da barragem e o seu pleno funcionamento. Para este efeito é desenvolvida, modelada e validada a concepção de um dique a jusante da barragem, juntamente com um reservatório entre as duas estruturas, através do programa de elementos finitos SEEP/W.

As conclusões da implementação do dique são obtidas comparando os resultados com a situação actual e com uma solução que prevê a execução de um tapete a jusante, munido de um filtro invertido.

Os dados da barragem para calibração do modelo assim como os dados da situação actual da mesma, foram obtidos com base num trabalho de recolha de informação e dados de observação do LNEC tratados por a autora.

**Palavras-chave: barragem de aterro, percolação, permeabilidade, gradiente, caudal, reabilitação.**



# Abstract

This dissertation aims to contribute for a better understanding of the hydraulic instability that happens on the foundation of the Massingir dam, in Mozambique. Ever since its inauguration in 1977, the dam suffers from excessive seepage by the foundation and because of that a rehabilitation solution is being studied so that the security of the dam can be guaranteed, as well as its full functioning. For that effect, it is developed, modeled and validated the construction of a dike downstream from the dam, along with a reservoir between the two structures, through the finite elements program SEEP/W.

The conclusions of the dike implementation are obtained by comparing the results with the present situation and with a solution that foresees the making of a downstream seepage berm

The dam data for the calibration of the model as the data of the actual situation of the dam, were obtained based on a work of collecting information and observation data of the LNEC treated by an author.

**Keywords: embankment dam, seepage, permeability, gradient, flow rate, rehabilitation.**







# Índice Geral

<b>Agradecimentos</b> .....	<b>i</b>
<b>Resumo</b> .....	<b>iii</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>v</b>
<b>Índice Geral</b> .....	<b>ix</b>
<b>Índice de Figuras</b> .....	<b>xiii</b>
<b>Índice de Tabelas</b> .....	<b>xvii</b>
<b>Lista de siglas e símbolos</b> .....	<b>xix</b>
<b>1 Enquadramento</b> .....	<b>1</b>
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objectivos da dissertação .....	2
1.3 Organização da dissertação .....	2
<b>2 Barragem de Massingir</b> .....	<b>5</b>
2.1 Introdução.....	5
2.2 Descrição da barragem de Massingir .....	6
2.2.1 Apresentação geral.....	6
2.2.2 Corpo da barragem.....	8
2.2.3 Monitorização.....	12
2.3 Incidentes, acidentes e reabilitações ocorridas na barragem de Massingir .....	14
2.3.1 Estudo da instabilidade hidráulica na fase de anteprojecto.....	14
2.3.2 Problemas ocorridos no início da exploração .....	17
2.3.3 Intervenção de reabilitação.....	18
2.3.4 Acidente de 22 Maio de 2008 .....	19

2.4	Situação actual da barragem de Massingir .....	23
2.5	Possíveis de soluções de intervenção no controlo de percolação .....	25
<b>3</b>	<b>Modelação da situação actual .....</b>	<b>31</b>
3.1	Introdução.....	31
3.2	Definição geométrica modelo.....	31
3.3	Propriedades dos materiais .....	35
3.3.1	Considerações gerais.....	35
3.3.2	Grau de saturação.....	36
3.3.3	Coeficientes de permeabilidade iniciais .....	40
3.4	Retro-análise.....	42
3.4.1	Introdução.....	42
3.4.2	Dados reais fornecidos pelo LNEC .....	42
3.4.2.1	Carga piezométrica no corpo da barragem.....	42
3.4.2.2	Carga piezométrica na vala de drenagem.....	44
3.4.2.3	Caudal total no sistema de drenagem.....	45
3.4.3	Método de calibração .....	46
3.4.4	Coeficientes de permeabilidade finais.....	50
<b>4</b>	<b>Soluções propostas .....</b>	<b>57</b>
4.1	Introdução.....	57
4.2	Solução i) anterior.....	58
4.2.1	Descrição.....	58
4.2.2	Resultados .....	59
4.2.2.1	Gradiente hidráulico .....	59
4.2.2.2	Caudal total no sistema de drenagem.....	61
4.3	Modelação da solução ii) proposta.....	63
4.3.1	Definição do modelo .....	63
4.4	Análise dos resultados.....	68
4.4.1	Considerações gerais.....	68
4.4.2	Comparação da solução ii) proposta com a situação actual .....	68
4.4.2.1	Gradientes hidráulicos .....	68
4.4.2.2	Caudal total .....	70
4.4.3	Comparação da solução ii) proposta com a solução i) anterior .....	71
4.4.3.1	Gradientes hidráulicos .....	71
4.4.3.2	Caudal total .....	71
4.4.4	Optimização da solução.....	72
<b>5</b>	<b>Considerações finais.....</b>	<b>77</b>
5.1	Conclusões .....	77

5.2	Desenvolvimentos futuros .....	78
<b>6</b>	<b>Bibliografia.....</b>	<b>79</b>
<b>Anexos</b>	<b>.....</b>	<b>83</b>
Anexo A.....	.....	83
Anexo B.....	.....	84
Anexo C.....	.....	85
Anexo D.....	.....	87
Anexo E.....	.....	90
Anexo F.....	.....	92



## Índice de Figuras

Figura 2.1 - Fotografia aérea da localização da barragem de Massingir (Google Maps, s.d.).....	6
Figura 2.2 - Vista aérea da barragem de Massingir (arquivo pessoal do Eng.º Álvaro Carmo Vaz). .....	7
Figura 2.3 - Cronograma dos eventos mais relevantes na história da barragem de Massingir. ....	8
Figura 2.4 - Planta da barragem de Massingir (a seta representa o sentido do escoamento) (COBA, 1969). .....	8
Figura 2.5 - Perfil A (LNEC, 2010). .....	9
Figura 2.6 - Perfil B (LNEC, 2010). .....	10
Figura 2.7 - Perfil C (LNEC, 2010). .....	10
Figura 2.8 - Descarregador de cheias (LNEC, 2011). .....	11
Figura 2.9 - Descarga de fundo e tomada de água (arquivo pessoal do Engº Álvaro Carmo Vaz). .....	11
Figura 2.10 - Corte na zona da descarga de fundo (COBA, 1969). .....	12
Figura 2.11 - Planta da barragem antes da reabilitação (LNEC, 2011). .....	12
Figura 2.12 - Piezómetro hidráulico de tubo aberto (COBA, 1983). .....	13
Figura 2.13 - Mapa de risco sísmico de África (Geology, 2016). .....	15
Figura 2.14 - Perfil A (COBA, 1969). .....	16
Figura 2.15 - Perfil C (COBA, 1969). .....	16
Figura 2.16 - Perfil B (COBA, 1969). .....	16
Figura 2.17 - Localização das ressurgências (Sobrinho, 1981). .....	17
Figura 2.18 - Perfil tipo B - esquema de reabilitação (Marcelino & Portugal, 2012). .....	18
Figura 2.19 - Planta da barragem após a reabilitação de 2006 (Xitizap, 2016). .....	19
Figura 2.20 - Perfil longitudinal da zona da descarga de fundo (LNEC, 2010). .....	20

Figura 2.21 - Descarga de fundo do lado de jusante (Portefólio pessoal do Eng <sup>o</sup> João Marcelino, 2010).....	20
Figura 2.22 - Variação do NAA de Outubro de 2003 a Janeiro de 2010: Máximo está a vermelho e o mínimo está a verde (LNEC, 2011). .....	21
Figura 2.23 - Enchimento da albufeira (NAA), até ao dia do acidente (CIABM, 2008). .....	21
Figura 2.24 - Fotografia aérea actual da Barragem de Massingir (Google Maps, s.d.).....	23
Figura 2.25 - Colocação de um liner de aço na conduta da descarga de fundo (arquivo pessoal Eng <sup>o</sup> Óscar Sibia). .....	24
Figura 2.26 - Cotas piezométricas na fundação a jusante da vala de drenagem do dique da margem da direita NAA=125m (LNEC, 2011). .....	25
Figura 2.27 - Perfil transversal zonado com filtro chaminé e dreno (Santana, 2015). .....	26
Figura 2.28 - Parede moldada por baixo do núcleo (COBA, 1983). .....	27
Figura 2.29 - Tapete de impermeabilização (Maranha & Caldeira). .....	27
Figura 2.30 - Poço de alívio a jusante (Maranha & Caldeira). .....	28
Figura 2.31 - Banquete estabilizadora a jusante com dreno (Maranha & Caldeira). .....	28
Figura 2.32 - Aterro a jusante da barragem. ....	29
Figura 3.1 - Materiais do perfil 5 (CH2+000) (COBA, 1983).....	32
Figura 3.2 - Zonamento de materiais no modelo. ....	33
Figura 3.3 - Condições limite do modelo. ....	34
Figura 3.4 - Malha utilizada .....	34
Figura 3.5 - Permeabilidade relativa - Kr(Sr) (Alonso, Olivella, & Pinyol, 2005). .....	37
.Figura 3.6 - Curva de retenção da água (Alonso, Olivella, & Pinyol, 2005).....	38
Figura 3.7 - Função do coeficiente de permeabilidade. ....	39
Figura 3.8 - Funções iniciais do coeficiente de permeabilidade. ....	39
Figura 3.9 - Perfil transversal localizado na margem da direita (LNEC, 2011). .....	43
Figura 3.10 - Cargas dos piezómetros da vala de drenagem (LNEC, 2011). .....	45
Figura 3.11 - Ajuste do modelo do LNEC (LNEC, 2011). .....	46
Figura 3.12 - Localização dos nós no SEEP/W (NAA = 118 m).....	47
Figura 3.13 - Posição do nó na malha (NAA = 128.5 m).....	48
Figura 3.14 - Posição dos perfis de corte (NAA = 112 m). .....	49
Figura 3.15 - Funções do coeficiente de permeabilidade adoptadas. ....	50
Figura 3.16 - Localização dos nós no SEEP/W (NAA = 118 m).....	52
Figura 3.17 - Erro relativo dos valores das cargas piezométricas.....	53
Figura 3.18 - Posição do nó na malha (NAA = 128.5 m).....	53
Figura 3.19 - Posição dos perfis de corte (NAA = 112 m). .....	54

Figura 3.20 - Erro relativo dos valores do caudal do sistema de drenagem. ....	55
Figura 4.1 - Esquema da solução proposta (LNEC, 2010).....	58
Figura 4.2 - Dimensões da escavação proposta (Plünnecke, 2014). ....	59
Figura 4.3 - Vectores da velocidade vertical na zona da escavação para NAA = 128.5 m (Plünnecke, 2014).....	60
Figura 4.4 - Posição dos nós estudados (Plünnecke, 2014).....	60
Figura 4.5 - Posições das secções T1 e T2 (Plünnecke, 2014). ....	62
Figura 4.6 - Filtro "chaminé" (Dias, 2015).....	64
Figura 4.7 - Filtro horizontal (Dias, 2015). ....	64
Figura 4.8 - Posição da secção para o estudo da eficiência do grouting. ....	67
Figura 4.9 - Implementação da solução. ....	68
Figura 4.10 - Zonas de análise de gradientes na solução proposta. ....	69
Figura 4.11-Posição das secções de corte na solução proposta. ....	70
Figura 4.12 - Representação esquemática da solução proposta B. ....	72
Figura 4.13 - Representação esquemática da solução proposta A. ....	73
Figura 4.14 - Representação esquemática da solução proposta B. ....	73
Figura 4.15 - Descarregador com soleira livre. Adaptada de (Caldeira, 2001). ....	75
Figura C.6.1 - Parte do perfil longitudinal (COBA, 1969).....	85
Figura C.6.2 - Perfil tipo B (COBA, 1969). ....	86
Figura D.6.3 - Aparecimento de água no paramento montante da vala de drenagem do dique da margem da direita (arquivo pessoal de Engº João Marcelino). ....	87
Figura D.6.4 - Aparecimento de água no paramento montante da vala de drenagem do dique da margem da direita (arquivo pessoal de Engº João Marcelino). ....	87
Figura D.6.5 - Aparecimento de água que sai do piezómetro (arquivo pessoal de Engº João Marcelino).....	88
Figura D.6.6 - Descarga de fundo após o acidente de 2008 (arquivo pessoal de Engº João Marcelino).....	88
Figura D.6.7 - Descarga de fundo após o acidente de 2008 (arquivo pessoal de Engº João Marcelino).....	89
Figura E.6.8 - Carga total hidráulica na proposta final B (NAA = 125 m). ....	90
Figura E.6.9 - Gradiente hidráulico vertical na proposta final B (NAA = 125 m). ....	90
Figura E.6.10 - Caudal na proposta final B (NAA = 125 m).....	91
Figura F.6.11 - Modelação em 3D da proposta final B em Salome Meca. ....	92



## Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Características da albufeira (LNEC, 2011). .....	7
Tabela 3.1 - Permeabilidade intrínseca (k) adoptada no cálculo do K (Alonso, Olivella, & Pinyol, 2005). .....	38
Tabela 3.2 - Coeficientes de permeabilidade para os materiais não saturados. ....	40
Tabela 3.3 - Coeficientes de permeabilidade para os materiais saturados. ....	41
Tabela 3.4 - Dados dos piezómetros do corpo da barragem (LNEC, 2011). .....	43
Tabela 3.5 - Dados da campanha feita pelo LNEC em 2009. ....	44
Tabela 3.6 - Cálculo do caudal através da fórmula do LNEC. ....	46
Tabela 3.7 - Resultados do SEEP/W. ....	47
Tabela 3.8 - Cálculo da carga nos piezómetros na vala NMC = 128.5 m. ....	48
Tabela 3.9 - Calculo do caudal admitido do sistema de drenagem. ....	50
Tabela 3.10 - Coeficientes de permeabilidade dos materiais adoptados no modelo. ....	51
Tabela 3.11 - Resultados do SEEP/W. ....	52
Tabela 3.12 - Cálculo da carga nos piezómetros na vala NMC = 128.5 m. ....	54
Tabela 3.13 - Cálculo do caudal admitido do sistema de drenagem. ....	55
Tabela 4.1 - Cálculo do gradiente hidráulico no circulo vermelho. NAA = 128.5 m. ....	61
Tabela 4.2 - Cálculo do gradiente hidráulico no circulo verde. NAA = 128.5 m. ....	61
Tabela 4.3 - Caudal total na vala de drenagem. ....	62
Tabela 4.4 - Características do aterro. ....	65
Tabela 4.5 - Comparação dos caudais totais na situação actual. ....	67
Tabela 4.6 - Comparação do gradiente hidráulico da situação actual com a proposta. NAA = 125 m. ....	69
Tabela 4.7-Comparação dos caudais na solução proposta com a situação actual. ....	71

Tabela 4.8 - Comparação dos gradientes na solução anterior com a solução proposta.....	71
Tabela 4.9 - Comparação dos caudais da solução anterior com a solução proposta.....	72
Tabela 4.10 - Gradiente hidráulico (NAA = 125 m). ....	73
Tabela 4.11-Comparação dos caudais (NAA = 125 m). ....	74
Tabela A.6.1 - Intervenientes na Obra (Silva, Portugal, Sousa e Sibia).....	83
Tabela B.6.2 - Instrumentos de auscultação (LNEC, 2011).....	84

## Lista de siglas e símbolos

<b>ARA-Sul</b>	Administração Regional de Água do Sul
<b>COBA</b>	Consultores de Engenharia e Ambiente
<b>COB</b>	Coyne et Bellier
<b>LNEC</b>	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
<b>LEM</b>	Laboratório de Engenharia de Moçambique
<b>NAA</b>	Nível da água na albufeira
<b>NPA</b>	Nível de pleno armazenamento da albufeira
<b>NMC</b>	Nível de máxima cheia
<b>PIB</b>	Produto Interno Bruto
<b>WAPCOS</b>	Water and Power Consultancy Services
<b>g</b>	Aceleração da gravidade
<b>H</b>	Carga hidráulica
<b>Q</b>	Caudal
<b>K</b>	Coeficiente de permeabilidade
$K_{xx}^{sat}$	Coeficiente de permeabilidade saturado na direcção x
$\rho_w$	Densidade do fluido
$S_r$	Grau de saturação
<b>L</b>	Largura do descarregador

<b><math>K_r</math></b>	Permeabilidade relativa
<b>k</b>	Permeabilidade intrínseca
<b>PP</b>	Piezómetro
<b>PK</b>	Localização do perfil transversal ao longo do eixo da barragem medido em metros
<b>T</b>	Tempo
<b><math>\mu_w</math></b>	Viscosidade do fluído
<b>V</b>	Volume

# 1 Enquadramento

## 1.1 Considerações gerais

Moçambique é um país em vias de desenvolvimento e com uma balança comercial tradicionalmente deficitária que se traduz num fraco poder económico da generalidade da população. Assim sendo, carece em muitas das zonas de recursos básicos como água e alimentação, tendo o sector primário nomeadamente a agricultura um peso muito grande na economia. Em 2013 a agricultura contribuiu com cerca de 28,7% para o PIB e foi responsável por 81% do emprego (AICEP Portugal Global, s.d.). Devido à sua orografia plana e irregularidade da quantidade de precipitação ao longo da estação chuvosa, há frequentemente grandes inundações que levam à perda das campanhas agrícolas que alimentam a população. No entanto, a quantidade de água disponível para uso doméstico é escassa. Maioritariamente, a população abastece-se de água estagnada ou em linhas de água. Face a esta realidade afigura-se que a gestão dos recursos naturais é um desafio importante.

Massingir é um distrito, situado na província de Gaza em Moçambique, onde foi construída em 1977 uma grande barragem, homónima do seu distrito, que alberga uma albufeira de 2570 milhões de m<sup>3</sup> de água. Esta barragem de aterro passa pouco despercebida, e, com um comprimento de 4612 m, é uma das mais compridas do mundo. O seu papel é de primordial importância, sendo uma peça fundamental no fornecimento de água para irrigação do regadio de Chokwè, o maior do país, com cerca de 30 mil hectares, na regularização dos caudais a jusante para prevenção de cheias e no abastecimento local de água para uso doméstico.

A barragem de Massingir conta já com 40 anos e com um conjunto vasto de patologias ao longo da sua existência. Neste sentido é necessária uma vigilância atenta da barragem bem como um processo de reabilitação, para que não seja comprometida a segurança da obra.

## 1.2 Objectivos da dissertação

O presente trabalho nasce da necessidade de avaliar soluções eficientes para a reabilitação da barragem de Massingir, que há largos anos sofre de problemas de instabilidade hidráulica na fundação. Embora seja normalmente diminuto, a presença de uma barragem, tem sempre um risco associado de ruptura, que se traduz pela possível libertação, num curto espaço de tempo, de um volume considerável de água, provocando cheias a jusante com consequências catastróficas, que podem mesmo implicar a perda de vidas humanas.

O trabalho aqui desenvolvido permite fazer uma reflexão do estado actual da barragem de Massingir e propõe uma solução de reabilitação, cuja eficiência é avaliada através da modelação da percolação pelo método dos elementos finitos.

## 1.3 Organização da dissertação

O presente trabalho está organizado em cinco capítulos, constituídos do seguinte modo:

No capítulo 1 faz-se um enquadramento geral do tema a ser tratado e enumeram-se os objectivos que se querem atingir com o trabalho realizado;

No capítulo 2 descreve-se em pormenor a barragem de Massingir, abordam-se os problemas, nomeadamente de percolação que ocorreram ao longo da vida da obra, descreve-se o estado actual da barragem e por fim apresenta-se uma reflexão sobre possíveis intervenções por forma a melhorar a estabilidade hidráulica;

No capítulo 3 é feita a modelação da barragem actual, recorrendo a um processo de retro-análise para definir o coeficiente de permeabilidade dos materiais, no programa SEEP/W;

No capítulo 4 são apresentadas e comparadas duas soluções propostas para solucionar o problema de *piping* da fundação: uma já anteriormente estudada (Plünnecke, 2014) e a outra

desenvolvida neste trabalho. Por fim conclui-se o capítulo com uma otimização da solução apresentada no trabalho a nível geotécnico e económico;

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões finais da implementação da solução proposta e propõem-se possíveis desenvolvimentos futuros.



## 2 Barragem de Massingir

### 2.1 Introdução

Este capítulo tem como objectivo apresentar o caso em estudo, a barragem de Massingir, cujo projecto foi elaborado pela COBA, em 1969. Esta barragem, com 4612 m de comprimento, localiza-se no sul de Moçambique, no rio dos Elefantes, que tem uma bacia hidrográfica de 70 000 km<sup>2</sup>, dos quais 67 504 km<sup>2</sup> correspondem à área da bacia de recepção (Sobrinho, 1981).

Esta barragem de terra, com fins múltiplos, chama a atenção pelo comprimento do seu coroamento e cria uma albufeira que, no nível de pleno armazenamento (NPA), inunda uma área de 140,5 km<sup>2</sup>.

No capítulo 2.2 apresenta-se uma breve descrição da obra. Em 2.3 descrevem-se os incidentes e acidentes que ocorreram desde o primeiro enchimento até à actualidade, bem como as intervenções de prevenção ou correctivas ocorridas.

No capítulo 2.4 faz-se uma avaliação da situação actual da barragem e finaliza-se com o capítulo 2.5 onde se faz uma reflexão de possíveis intervenções no controle da percolação, principal problema desta obra.

## 2.2 Descrição da barragem de Massingir

### 2.2.1 Apresentação geral

A barragem de Massingir está incluída nos 63% das barragens de terra existentes a nível mundial (ICOLD, 2016). Foi inaugurada em 1977, embora o projecto não tenha sido concluído, tendo ficado por instalar as comportas do descarregador de cheias e a central de produção de energia eléctrica. Como se referiu, a barragem tem múltiplos fins, sendo os objectivos principais a mitigação de cheias e irrigação de cerca de 90 000 hectares, dos quais 30 000 hectares no sistema de regadio de Chokwè, o maior do país, sendo assim, uma estrutura importante para o desenvolvimento agrícola da região. Tal como Massingir, cerca de 24% das barragens com múltiplos fins a nível mundial incluem como um dos seus contributos a irrigação (ICOLD, 2016).

O processo de irrigação é estabelecido pela barragem de Massingir, que tem uma função reguladora, conjuntamente com a barragem de Macarretane, a jusante. Esta barragem, mais a jusante, tem uma capacidade de armazenamento de 4 milhões de m<sup>3</sup>, foi construída no rio Limpopo e destina-se a alimentar por gravidade o sistema de regadio de Chokwè. É a partir desta barragem que derivam os canais de rega.

Na Figura 2.1 está representada a localização da barragem de Massingir no rio dos Elefantes.



Figura 2.1 - Fotografia aérea da localização da barragem de Massingir (Google Maps, s.d.).

A Figura 2.2, captada a montante da barragem, apresenta uma vista aérea do vale principal, onde se pode ver a descarga de fundo à direita e o descarregador de cheias à esquerda. Outro aspecto a salientar é a vista do tapete impermeável a montante da barragem.



Figura 2.2 - Vista aérea da barragem de Massingir (arquivo pessoal do Eng.º Álvaro Carmo Vaz).

A barragem pode ser considerada como dividida em 3 zonas. A barragem principal (Figura 2.2) e duas barragens de menor altura, uma do lado esquerdo e outra do lado direito. A zona mais extensa da barragem corresponde à margem direita com um comprimento de 3 129 m. O coroamento foi fixado à cota 130 m, tendo sido adoptada uma folga de 5 m. Este valor foi considerado tendo em conta os efeitos de onda, a sismicidade e os assentamentos (LNEC, 2011). A altura máxima actual é de 47 m, integrando a categoria de grande barragem ( $h > 15$  m) (ICOLD, 2016).

Na Tabela 2.1 referem-se as principais características da albufeira associada à barragem.

Tabela 2.1 - Características da albufeira (LNEC, 2011).

<b>NÍVEL MÍNIMO DE EXPLORAÇÃO (NME)</b>	90 m
<b>NÍVEL PLENO ARMAZENAMENTO (NPA)</b>	125 m; 115 m sem comportas no descarregador de cheias
<b>NÍVEL DE MÁXIMA CHEIA (NMC)</b>	128,5 m
<b>VOLUME DA ALBUFEIRA (NPA)</b>	$2570 \times 10^6 \text{ m}^3$
<b>ÁREA INUNDADA (NPA)</b>	140,5 km <sup>2</sup>
<b>FOLGA</b>	5 m

Na Figura 2.3 estão representados os acontecimentos mais relevantes que ocorreram ao longo da vida da barragem de Massingir. Este foi um projecto iniciado em 1969 e inaugurado em 1977, que conta hoje, com 40 anos de exploração. Um dos acontecimentos marcantes foi o grave acidente na descarga de fundo em 2008, ficando esta inoperacional até ao momento presente.

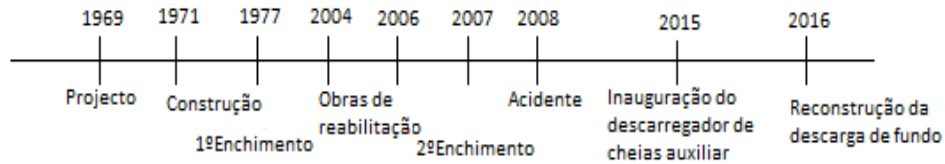


Figura 2.3 - Cronograma dos eventos mais relevantes na história da barragem de Massingir.

## 2.2.2 Corpo da barragem

Ao longo do comprimento da barragem surgem três perfis tipo no projecto original: perfil A, perfil B e perfil C. O perfil A foi fundado numa zona de aluviões arenosas, situado entre os perfis 8 e 15. O perfil B corresponde às zonas de aluviões silto-argilosas situadas entre os perfis 1 e 6 da margem da direita e entre os perfis 15 e 17 na margem da esquerda. O perfil C corresponde a zonas de cascalheiras situadas entre os perfis 6 e 8 na margem da direita e entre os perfis 18 e 20 na margem da esquerda (Figura 2.4) (LNEC, 2011).

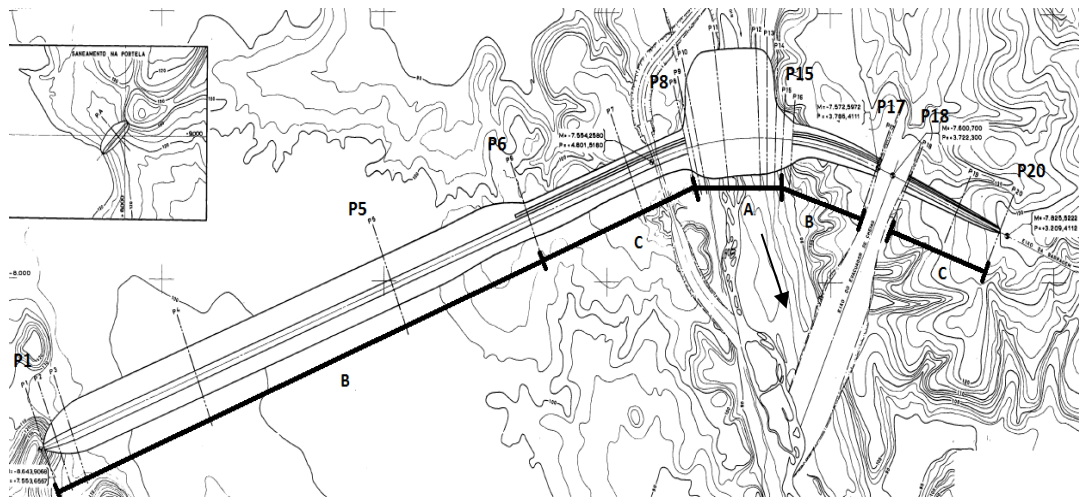


Figura 2.4 - Planta da barragem de Massingir (COBA, 1969 d)).

De acordo com a morfologia do terreno, disponibilidades e características dos materiais de empréstimo e natureza das fundações, foram, como se referiu, adoptados três perfis transversais tipo (COBA, 1969 a)):

Perfil A (Figura 2.5): O perfil caracteriza-se por possuir um núcleo central de material argiloso e maciços estabilizadores constituídos, a montante, por solos argilo-arenosos e, a jusante, por materiais provenientes de escavação. As transições entre os aterros estabilizadores e o núcleo são feitas por intermédio de cascalheiras (com finos). Este tipo de cascalheira tem características de auto-colmatação de fendas do núcleo que possam surgir como resultado de possíveis acções sísmicas. Na zona de jusante essa cascalheira (sem finos) assenta sobre um tapete filtrante que se prolonga até ao paramento de jusante. A montante existe um tapete impermeabilizante, com uma extensão de cerca de 230 m.

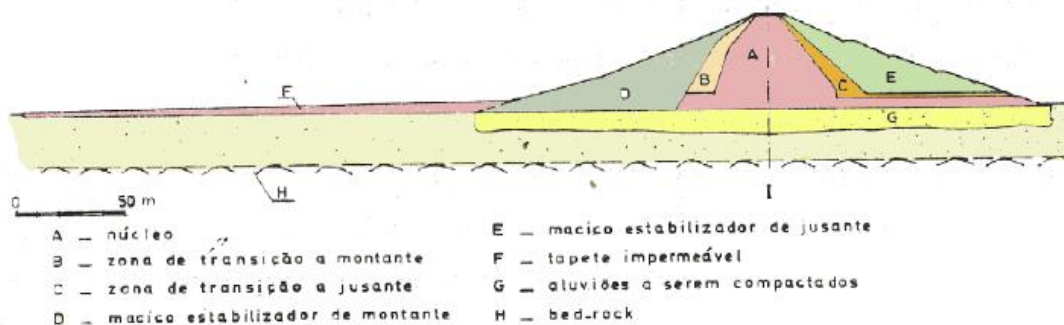


Figura 2.5 - Perfil A (LNEC, 2010 a)).

Perfil B (Figura 2.6): O perfil base é idêntico ao do perfil A. O núcleo é constituído por material argiloso e os aterros estabilizadores por solos argilo-arenosos, a montante e a jusante por materiais proveniente da escavação. A transição é igualmente feita por cascalheira entre o núcleo e os aterros estabilizadores. A jusante do núcleo e sob o maciço de jusante está presente uma camada (2 m) com material filtrante, que se prolonga em tapete, junto à fundação até jusante. A base do núcleo argiloso assenta numa vala corta-águas (com profundidade de cerca de 3 m). Junto ao pé de montante existe uma banquetta estabilizadora de origem semelhante ao material do maciço de montante (40 m de comprimento).

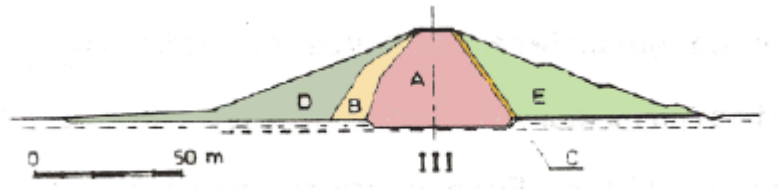


Figura 2.6 - Perfil B (LNEC, 2010 a).

Perfil C (Figura 2.7): Este perfil é fundado sobre cascalheira e rocha fracturada onde o *bedrock* ocorre a 25m de profundidade, sendo idêntico ao perfil B. No entanto, não possui a banqueteta no pé do maciço montante, nem o tapete filtrante sob o maciço jusante.

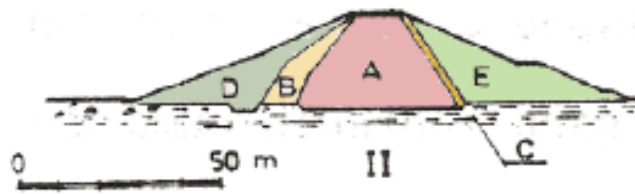


Figura 2.7 - Perfil C (LNEC, 2010 a).

No projecto original a barragem dispõe de um descarregador de cheias e de uma descarga de fundo.

O descarregador de cheias ou de superfície (Figura 2.8) está situado no encontro da margem esquerda da barragem e descarrega um caudal máximo de 10 000 m<sup>3</sup>/s, quando as 6 comportas sector estão totalmente abertas. A soleira do descarregador localiza-se à cota 115 m e o topo das seis comportas, quando instaladas, à 125 m. Até as comportas estarem instaladas (2006), o nível de pleno armazenamento (NPA) esteve, portanto, limitado a 115 m, reduzindo a capacidade da albufeira, para cerca de metade. Deste modo, de 1977 até 2006, como não estavam instaladas as comportas no descarregador de cheias, a descarga de fundo era o único dispositivo de regulação do caudal (LNEC, 2011).



Figura 2.8 - Descarregador de cheias (LNEC, 2011).

A descarga de fundo é composta por duas condutas que se localizam no dique da margem direita junto ao vale principal, com um diâmetro de 8 m cada. O caudal máximo com NPA é  $1600 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $2 \times 800$ ). Juntamente com essas condutas existe ainda mais uma conduta (tomada de água) com diâmetro de 9 m, para alimentação da futura central hidroelétrica. Na Figura 2.9, a imagem da esquerda, representa a descarga de fundo e a tomada de água do lado montante e a imagem da direita representa ambos os órgãos do lado de jusante.

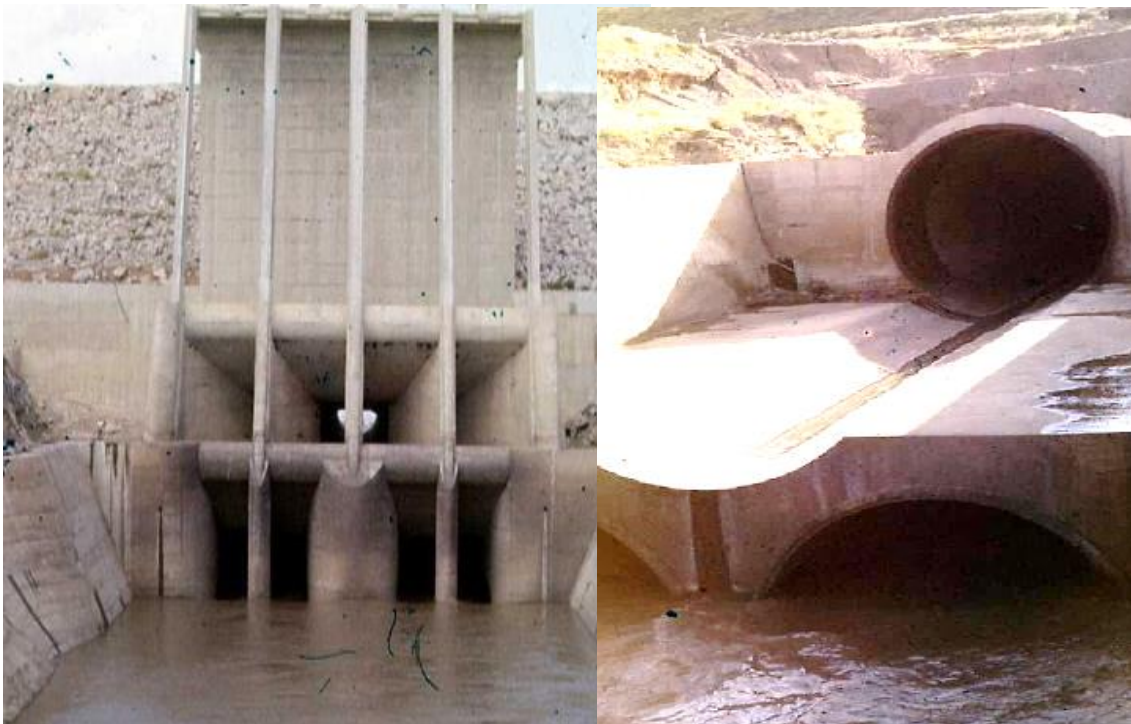


Figura 2.9 - Descarga de fundo e tomada de água (arquivo pessoal do Engº Álvaro Carmo Vaz).

Na Figura 2.10 estão representadas a torre da tomada de água, a conduta para a central hidroeléctrica e por baixo as duas condutas da descarga de fundo desde montante até jusante.

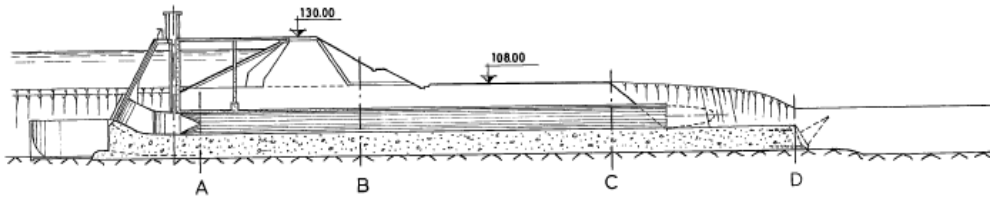


Figura 2.10 - Corte na zona da descarga de fundo (COBA, 1969 d).

A Figura 2.11 reproduz uma planta da barragem onde estão representados os órgãos hidráulicos.

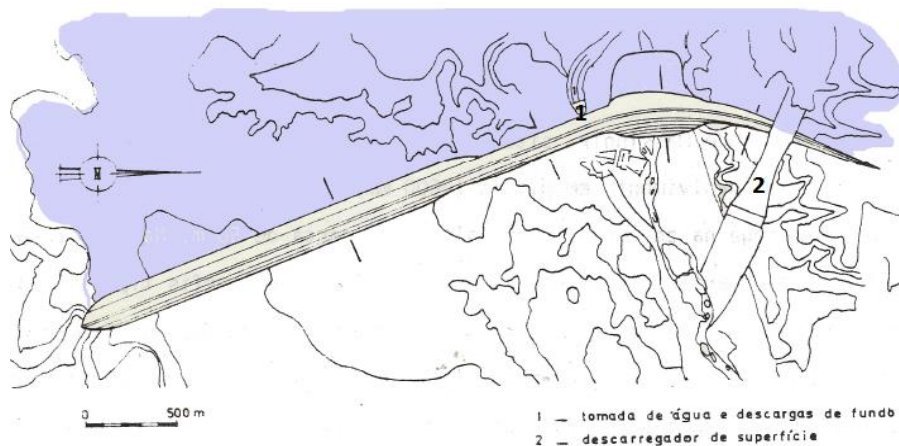


Figura 2.11 - Planta da barragem antes da reabilitação (LNEC, 2011).

### 2.2.3 Monitorização

A segurança da barragem de Massingir é um motivo de preocupação, assim como as demais barragens existentes, pelas consequências que podem advir de uma rotura, embora este tipo de situações constituía, por regra, uma possibilidade remota. O objectivo do controle e acompanhamento da barragem é permitir principalmente monitorizar e detectar ocorrências de eventuais anomalias, por forma a ser possível tomar medidas que minimizem as suas consequências (RSB, 1993).

Em Massingir são feitas inspecções visuais de rotina à barragem e ao sistema de monitorização composto por diversos instrumentos. O processo de aquisição de dados faz-se por realização de leituras directas dos 66 instrumentos instalados em várias partes da barragem. Não existem instrumentos específicos para monitorizar o comportamento da descarga de fundo.

Na barragem os instrumentos destinados à monitorização do comportamento hidráulico são:

- 20 piezómetros de tubo aberto, instalados no corpo da barragem ao longo do pé de jusante da margem direita e do vale principal (Figura 2.12);
- 40 piezómetros de tubo aberto, instalados a jusante da vala de drenagem intercalados com os poços de alívio;
- 18 piezómetros eléctricos, instalados em seis secções transversais;
- medidor de vazão na saída do canal de drenagem.

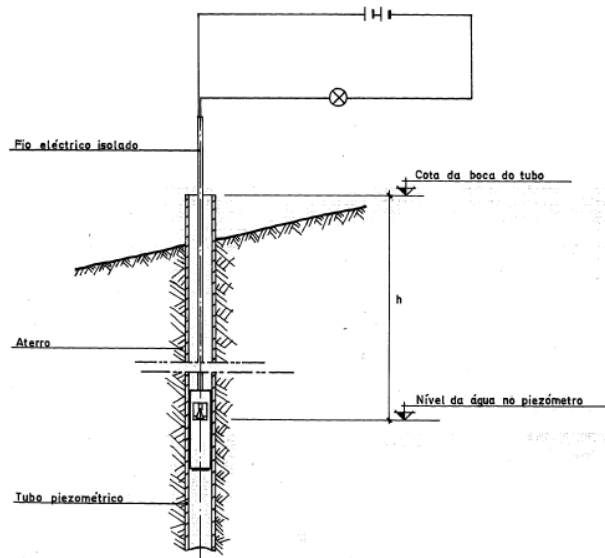


Figura 2.12 - Piezómetro hidráulico de tubo aberto (COBA, 1983).

No Anexo B, apresenta-se uma listagem pormenorizada dos instrumentos aqui mencionados.

Para uma avaliação mais consistente do comportamento da barragem, conjuntamente com as inspecções do sistema de observação, é necessária a realização de inspecções dos órgãos de segurança (descarregador de cheias e descarga de fundo) e de exploração (tomada de água). Estas inspecções são mais focadas em detectar deteriorações motivadas por causas de índole hidráulica (ARA-Sul & Bellier, 2007).

## 2.3 Incidentes, acidentes e reabilitações ocorridas na barragem de Massingir

### 2.3.1 Estudo da instabilidade hidráulica na fase de anteprojecto

Os estudos geológicos e geotécnicos efectuados pelo LNEC e pelo LEM em 1969, ou seja, ainda antes da construção da barragem, demonstraram que as aluviões que iriam servir de fundação à barragem tinham elevada permeabilidade e baixa compacidade.

Ora caudais muito elevados percolados pela fundação podem levantar problemas relacionados com *piping*, na zona próxima do pé de jusante da barragem. O *piping* é um caso particular de erosão interna, que é produzida pelo transporte de partículas de solo, em geral as de pequenas dimensões (NP EN 1997, 2010). Assim, o processo começa num ponto de franca saída de água e daí progride depois no sentido regressivo, originando a formação de um tubo de escoamento. Por conseguinte, o volume total do solo mantém-se constante, embora o volume de vazios aumente, tornando a estrutura menos resistente do ponto de vista mecânico (Neves, Caldeira, & Pinheiro, 2015).

Para além disso, a baixa compacidade das aluviões, numa região sísmica, obriga a tomar precauções contra uma eventual situação de liquefacção. Moçambique localiza-se na margem Oriental da Placa Africana, na extremidade sul do *Rift* da África Oriental, que lhe confere um risco sísmico considerável (Figura 2.13).

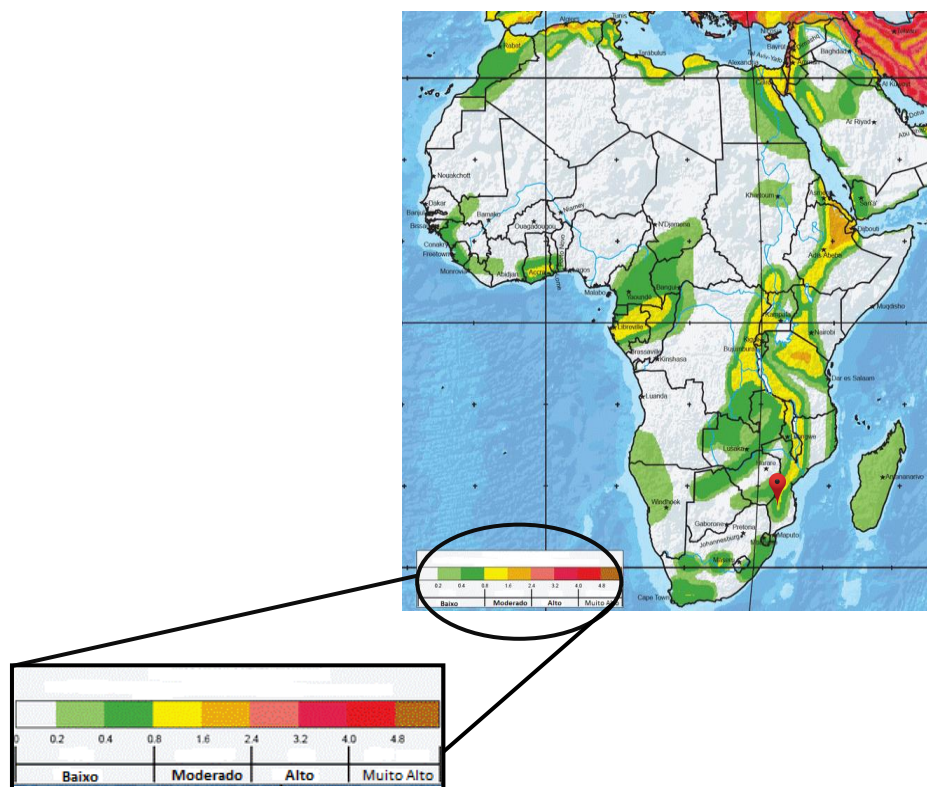


Figura 2.13 - Mapa de risco sísmico de África (Geology, 2016).

Perante estes condicionamentos, logo de início, tomaram-se medidas para a melhoria da fundação, correspondente ao perfil A (Figura 2.14). Tendo em conta factores económicos e técnicos optou-se pela implementação das seguintes soluções:

- Construção de um tapete impermeável a montante: pretendia-se aumentar o caminho de percolação da água através das aluviões arenosas. Como a perda de carga é directamente proporcional à distância de percolação, procurou-se que próximo do pé de jusante as cargas totais não fossem susceptíveis de desencadear fenómenos de *piping*. A solução final corresponde a um tapete impermeabilizante a montante com o comprimento de 230 m.
- Estabelecimento de uma linha de poços de alívio imediatamente a jusante da barragem: devido à grande permeabilidade da fundação, referida acima, foram implementados poços de alívio espaçados de 15 m com uma profundidade de 13 m.
- Tratamento das aluviões por vibroflotação. A fundação é constituída por aluviões arenosas de baixa compacidade e elevada permeabilidade. A existência de sismicidade na zona, com uma certa intensidade, indicada pelo Serviço Meteorológico de Moçambique, aliada à situação descrita originou a necessidade de tratamento (vibroflotação) das aluviões para elevar a sua compacidade.

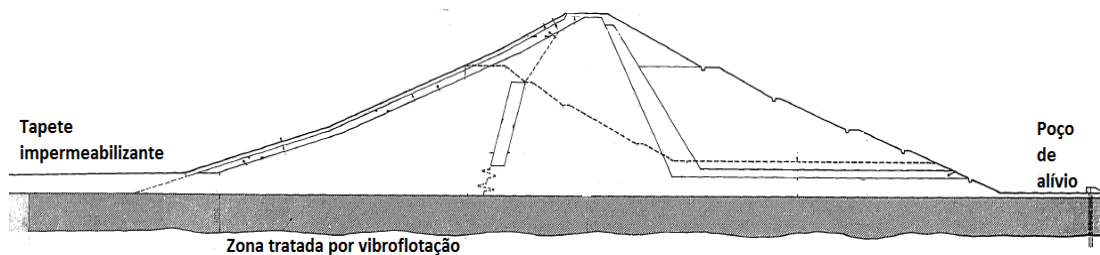


Figura 2.14 - Perfil A (COBA, 1969 d).

As fundações dos diques tanto da margem direita, como da margem esquerda, correspondem aos perfis B e C, de argilas fissuradas ou de cascalheiras, respectivamente. Como se pode observar na Figura 2.15, a solução aplicada na zona de cascalheira (perfil C) foi a adoção de valas corta-águas. Uma das valas é o prolongamento do núcleo e a outra localiza-se a montante do material de transição, para impedir que a água que o atingisse não fosse percolada através do maciço argiloso de montante.

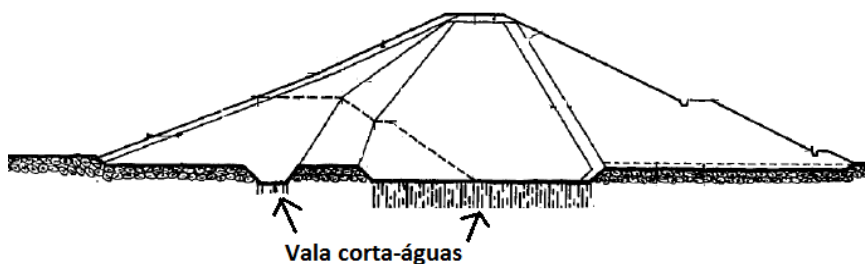


Figura 2.15 - Perfil C (COBA, 1969 d).

Nos diques fundados sobre argila (perfil B) abriu-se uma vala de prolongamento do núcleo e colocou-se um tapete granular com funções de contrapeso a montante (Figura 2.16).

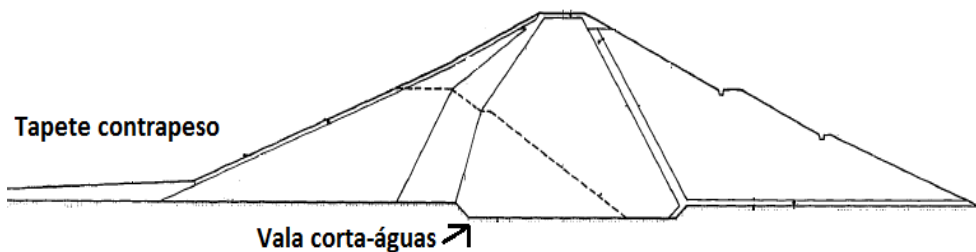


Figura 2.16 - Perfil B (COBA, 1969 d).

### 2.3.2 Problemas ocorridos no início da exploração

O primeiro enchimento teve início em 31 de Outubro de 1977. Como as comportas ainda não tinham sido instaladas, o NPA, em vez de 125 m, ficou limitado a 115 m, nível que corresponde à cota da soleira do descarregador de cheias. Deste modo a capacidade da albufeira ficou reduzida a menos de 50%. Apesar disso, durante o primeiro enchimento ocorreram logo alguns incidentes, ou seja, “anomalias susceptíveis de afectar, a curto ou longo prazo, a funcionalidade da obra e que implicam a tomada de medidas correctivas” (RSB, 1993). Algumas situações anómalas reveladoras da possibilidade de erosão interna na fundação foram: pequenas ressurgências na zona do vale principal e grandes ressurgências com arrastamento de finos no pé do talude de jusante, na zona do dique da margem direita (CIABM, 2008) (Figura 2.17). Além disso, foram detectados furos cónicos nas antigas manchas de empréstimo, causados por infiltração e erosão. Fazendo um paralelo com esta situação é de fácil entendimento a ocorrência de percolação excessiva por baixo do aterro, assim como o surgimento da superfície de percolação na face jusante da barragem (Plünnecke, 2014).

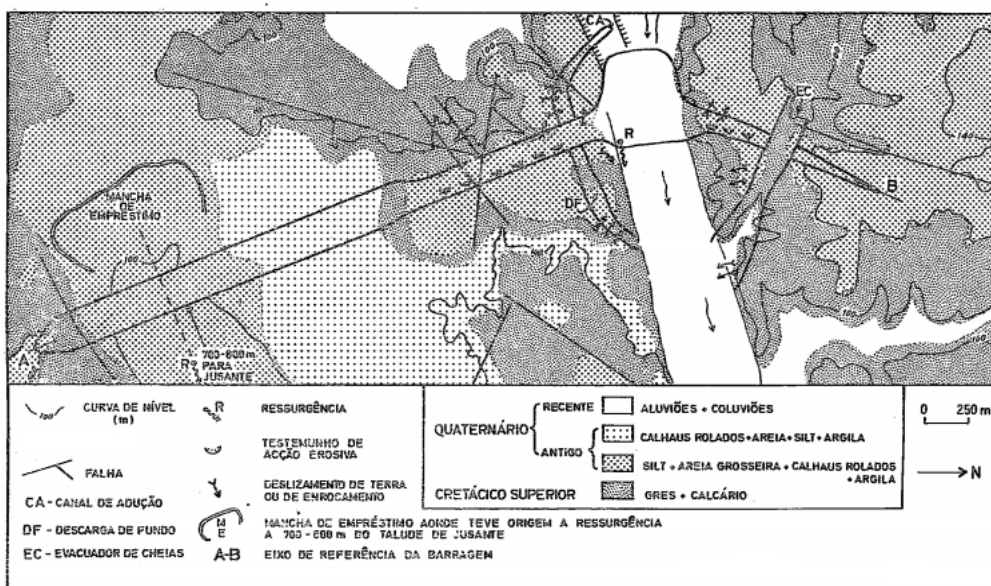


Figura 2.17 - Localização das ressurgências (Sobrinho, 1981).

No decorrer desta situação foram tomadas medidas imediatas de segurança, com vista à redução da percolação, nomeadamente: o abaixamento do nível da água na albufeira para a cota 110 m (que só foi ultrapassado esporadicamente em 2000 na ocorrência de grandes cheias), e o adiamento da instalação das comportas do descarregador de cheias e da central (Marcelino & Portugal, 2012).

### 2.3.3 Intervenção de reabilitação

Como já referido, na sequência do primeiro enchimento foram detectadas anomalias ao nível da fundação, com mais ênfase na margem direita. Por conseguinte, foram feitos alguns estudos para averiguar as possíveis causas, sendo possível que, em resultado de alterações na cota do NPA que ocorreram já na fase de projecto, os estudos requeridos para a zona da margem direita não tenham sido efectuados com o necessário detalhe (Plünnecke, 2014).

Da análise dos problemas até então ocorridos e das suas causas, foi decidido efectuar-se um processo de reabilitação profundo que decorreu de Abril de 2004 a Dezembro de 2006. Assim sendo, foi considerado que a solução teria de necessariamente contemplar o controlo da percolação, a fim de reduzir as sobrepressões no pé de jusante da barragem. Outro aspecto tido em conta foi a estabilidade do aterro e a finalização dos trabalhos (instalação das comportas do descarregador de cheias) (Marcelino & Portugal, 2012).

Na Figura 2.18 estão representadas resumidamente as intervenções que foram efectuadas na margem direita da barragem.

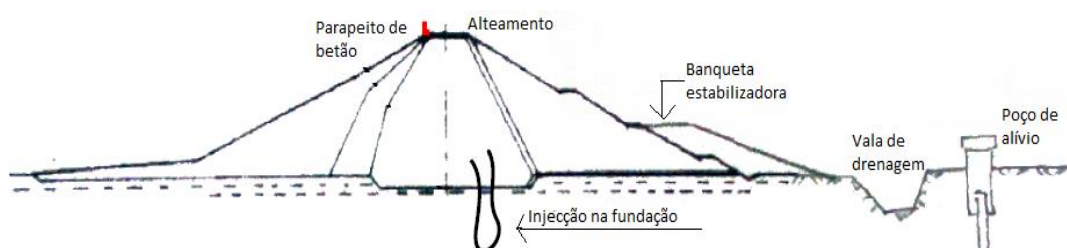


Figura 2.18 - Perfil tipo B - esquema de reabilitação (Marcelino & Portugal, 2012).

O projecto de reabilitação proposto pela empresa WAPCOS englobava várias medidas como:

- Colocação das seis comportas no descarregador de cheias;
- Construção de mais 85 poços de alívio espaçados de 25 m ao longo do dique da margem da direita (77) e no corpo principal (8);
- Vala de drenagem a jusante do dique da margem direita;
- Alteamento de 1m da crista;
- Cortina de injeções de cimento em diversos troços da fundação, para melhorar a impermeabilização (PK1+800 a 2500, PK3+000 a 3200 e PK3+400 a PK3+800);
- Construção de uma banquetta estabilizadora a jusante, no dique da margem direita;
- Reparação do *riprap* na zona de montante.

Para além dos trabalhos indicados a empresa COB propôs ainda a:

- Construção de um parapeito de betão sobre o coroamento, do lado montante, para aumentar a segurança em relação às cheias extremas;
- Reparação dos equipamentos hidromecânicos das duas descargas de fundo (comportas ensecadeiras, comportas de sector e servomotores).

(LNEC, 2011)

Na Figura 2.19 está representada a planta da barragem após a reabilitação. São visíveis os poços de alívio, a vermelho, a vala de drenagem e a banqueta estilizadora. De uma forma geral os trabalhos, com excepção do descarregador de cheias, incidiram principalmente na zona da margem direita, a zona mais problemática.



Figura 2.19 - Planta da barragem após a reabilitação de 2006 (Xitizap, 2016).

É importante referir que em nenhum momento da reabilitação, quer antes, quer durante, quer no decurso da empreitada, a estrutura de betão armado das descargas de fundo foi alvo de estudos de verificação (CIABM, 2008).

Finalizada a reabilitação a barragem volta a ser inaugurada a 4 Junho de 2007 (ARA-Sul, 2016).

#### 2.3.4 Acidente de 22 Maio de 2008

A 22 de Maio de 2008 ocorreu um grave acidente nas condutas da descarga de fundo, quando as comportas de jusante estavam fechadas e as de montante abertas. Deste acidente

resultou a destruição da parte terminal das condutas. A situação só foi controlada dois dias depois com o fecho das comportas de montante da descarga de fundo, a cortar caudal. Durante o acidente ocorreu uma descarga não controlada com um caudal superior a 1000 m<sup>3</sup>/s que equivaleu a cerca de 300 milhões de m<sup>3</sup> de água perdida durante os dois dias. Na Figura 2.20 está representada a zona das condutas da descarga de fundo (CIABM, 2008).

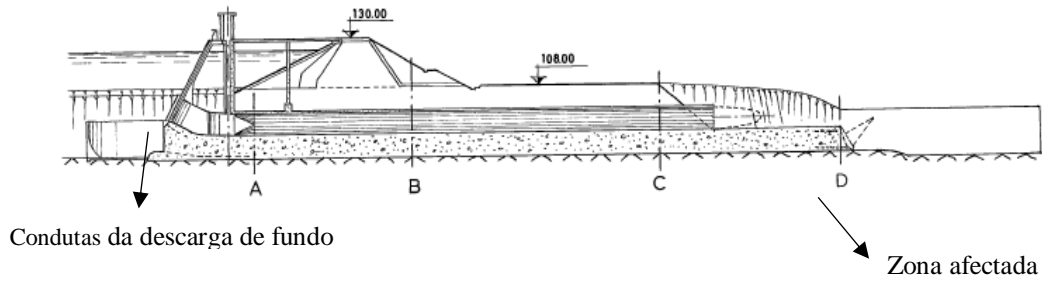


Figura 2.20 - Perfil longitudinal da zona da descarga de fundo (LNEC, 2010 a)).

Na Figura 2.21 apresenta-se o aspecto final da zona da central da descarga de fundo, após o acidente.



Figura 2.21 - Descarga de fundo do lado de jusante (Portefólio pessoal do Engº João Marcelino, 2010).

Na Figura 2.22 apresenta-se a variação do nível da água da albufeira de 2003 a 2010. Entre 2004 e 2006 o decréscimo do nível representa o esvaziamento da albufeira para se proceder aos trabalhos de reabilitação, durante os quais foram colocadas as seis comportas do descarregador de cheias. Nos anos subsequentes o nível já pôde tomar maiores valores. É importante referir que este acidente teve como cenário o facto de nos meses que o antecederam, o nível ter aumentado

de uma forma acentuada, sendo que no início do ano de 2008, pela primeira vez na história da barragem, o nível de água na albufeira excedeu a cota 115 m de forma permanente.

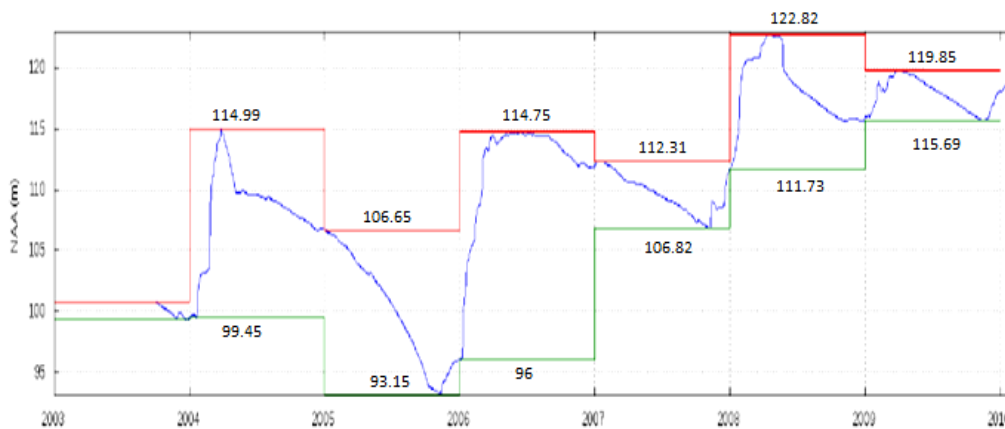


Figura 2.22 - Variação do NAA de Outubro de 2003 a Janeiro de 2010: Máximo está a vermelho e o mínimo está a verde (LNEC, 2011).

Na Figura 2.23 está representada mais em pormenor a variação das cotas da albufeira, relativas ao segundo enchimento, que se deu a partir do final de 2007, após os trabalhos de reabilitação. No final de Janeiro de 2008 o nível da água era 118,9 m e foi sempre aumentado até meados de Abril de 2008 (122,6 m). Na altura do acidente a cota do nível da água encontrava-se a 122,4 m. Este factor é importante porque originou um grande aumento da pressão da água na zona da descarga de fundo onde ocorreu o acidente (CIABM, 2008).

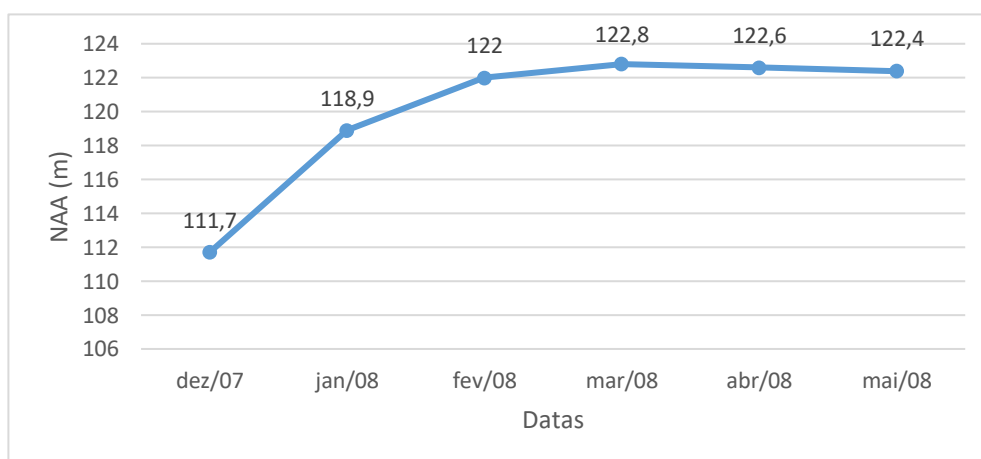


Figura 2.23 - Enchimento da albufeira, após reabilitação, até ao dia do acidente (CIABM, 2008).

Na sequência deste acidente foi formada uma comissão de inquérito. O relatório elaborado apresenta como possíveis causas, para além do aumento de pressão da água:

- A armadura na parte superior que rompeu parece não ter sido colocada de forma adequada (espaçamento considerável e falta de ligação entre as armaduras), deixando grandes massas de betão sem qualquer armadura. Decorrendo deste facto, pode ter havido uma deterioração acelerada do betão e corrosão de armaduras.
- O tipo de aço das armaduras ser liso (isto é, não nervurado) e aparentar ser pouco dúctil.
- Na parte da estrutura de betão armado exactamente onde ocorreu o acidente existiam árvores e outra vegetação, o que pode ter impedido de detectar visualmente o surgimento de problemas.
- A interpretação dos registos dos instrumentos estava à responsabilidade da ARA-Sul que não tem nenhum técnico formalmente treinado para o efeito como requerido contratualmente.

Na sequência do acidente, o betão armado presente na zona das descargas de fundo foi severamente atingido tendo de ser reconstituído. Os equipamentos hidromecânicos das descargas de fundo ficaram total ou muito danificados, onde se inclui os servomotores e as casas de comando, tendo mesmo uma delas desaparecido.

Os danos mais significativos, para os distritos de Massingir e Chokwè, foram a perda de 800 ha e 150 ha de culturas, respectivamente, sendo que o distrito de Massingir também sofreu com a falta de abastecimento de água potável devido aos danos no sistema (CIABM, 2008).

É importante referir que já em 2000, quando ainda não estavam as comportas colocadas, no decorrer de um episódio de cheias, o nível da água na albufeira atingiu uma cota 2,1 m superior à cota na altura do acidente (122,4 m). Contudo, como esta altura se manteve apenas por algumas horas, não foram registadas consequências na estrutura. No entanto, tornou-se evidente a necessidade de um descarregador de cheias auxiliar, projecto que foi adiado devido ao acidente.

Apenas em 2015 o descarregador de cheias auxiliar localizado na margem esquerda, do lado esquerdo do descarregador de cheias, foi inaugurado (Figura 2.24).



Figura 2.24 - Fotografia aérea actual da Barragem de Massingir (Google Maps, s.d.).

## 2.4 Situação actual da barragem de Massingir

Actualmente a barragem encontra-se em exploração. A última leitura disponível do NAA (13.2.2017) é de 117,25 m.

As obras de reparação da descarga de fundo já se encontram em curso, estando cerca de 40% executadas. A tomada de água para a central hidroeléctrica vai ser desactivada, sendo esta alimentada, quando for construída, pela conduta da descarga de fundo. Às duas condutas da descarga de fundo vai ser aplicado um revestimento interno de aço, diminuindo o diâmetro de 8 m para 6,4 m (Figura 2.25).



Figura 2.25 - Colocação de um liner de aço na conduta da descarga de fundo  
(arquivo pessoal do Eng<sup>o</sup> Óscar Sibia).

Mas os problemas não se esgotam nas consequências do acidente. Apesar das intervenções que tiveram lugar entre 2004 e 2006 já em 2010, no documento de inspeção visual de especialidade feita pelo LNEC, é possível através de fotografias tiradas no local (ver Anexo D), constatar ainda a existência de problemas na fundação. Através destas fotografias consegue-se observar que na vala de drenagem há surgimento de água, com alguma pressão, do lado da barragem, através das juntas do canal. Na zona dos poços de alívio, a pressão chega a ser tão elevada, que parte dela, em vez de se dirigir para a vala de drenagem emerge à superfície pelo terreno, que se encontra molhado à volta.

Existem fortes indícios de que o fenómeno de fluxo excessivo ainda não está dominado. A construção dos 85 poços de alívios mostrou-se ineficiente na redução das subpressões a jusante, principalmente para níveis de albufeira superiores a 115 m, cota em que se começam a verificar fenómenos de artesianismo. O LNEC estudou a variação das cotas piezométricas em função da variação do NAA e chegou a uma relação linear do tipo:  $P = \beta_1 + \beta_2 * NAA$ . Para valores de NAA conhecidos foram tabelados  $\beta$  correspondentes a cada perfil. Através deste modelo estatístico de análise de comportamento da fundação é possível prever as cotas piezométricas para o cenário de NPA que ainda não ocorreu. Como se pode constatar, pela Figura 2.26 com um  $NAA=NPA$ , a altura piezométrica máxima é de 2,6 m acima do terreno natural e o artesianismo ocorre em cerca de 50% dos piezómetros.

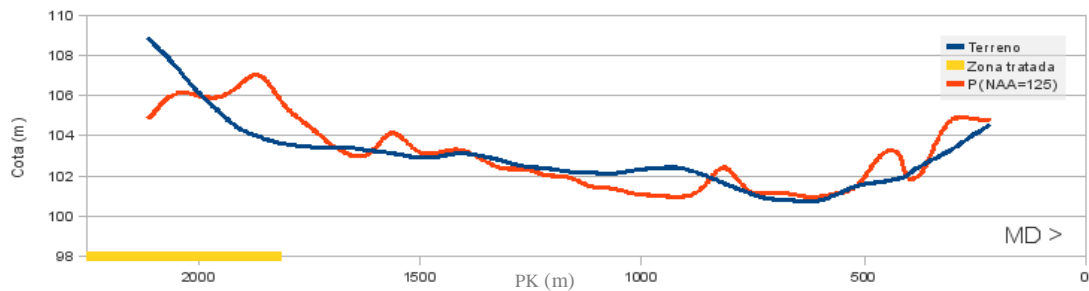


Figura 2.26 - Cotas piezométricas na fundação a jusante da vala de drenagem do dique da margem da direita NAA=125 m (LNEC, 2011).

## 2.5 Possíveis soluções de intervenção no controlo de percolação

As barragens de aterro podem ser construídas sobre fundações brandas, compressíveis ou permeáveis devido à sua possibilidade de adaptação a grandes deformações sem ruptura (Caldeira, 2001). Praticamente metade dos acidentes em barragens de aterro em operação (48,7%) ficam a dever-se a problemas de percolação excessiva e/ou erosão tubular (*piping*) no aterro ou fundação (Foster, Fell, & Spannagle, 2000).

No decorrer dessa situação é necessária a implementação de dispositivos que controlem a percolação. Na barragem de Massingir, o problema de segurança está em grande parte relacionado com situações de erosão na fundação de formações aluvionares, com arraste de finos, devido à percolação, que se traduz ainda em gradientes de saída elevados, assim como em pressões elevadas a jusante.

Neste capítulo são apresentadas várias hipóteses de soluções e explicada a sua adequabilidade ao caso em estudo, não deixando de ter em mente que entre as soluções mais eficazes o factor económico é relevante.

Para assegurar o controlo da percolação há um conceito base que deve ser aplicado: a montante da barragem deve-se implementar dispositivos de impermeabilização, para impedir o avanço da água, e a jusante deve-se encaminhar a água que afluir para longe das zonas críticas com sistemas de drenagem (Neves, Caldeira, & Pinheiro, 2015).

Nesta obra a quantidade de fluxo em si não é problemática, uma vez que a albufeira tem um grande volume ( $2570 \times 10^6 \text{ m}^3$ ). O mesmo não se pode afirmar, se ao fluxo estiverem associados fenómenos de erosão interna. Nesse caso é imperioso assegurar o controlo da

percolação. As soluções devem permitir um aumento do percurso da percolação, para diminuir o gradiente hidráulico e assim diminuir a velocidade (Durham University Community, s.d.).

O controlo da percolação no corpo da barragem é conseguido mediante a adopção de perfis zonados, ou com geomembranas colocadas no paramento montante ou através da introdução de filtros e drenos (Figura 2.27).

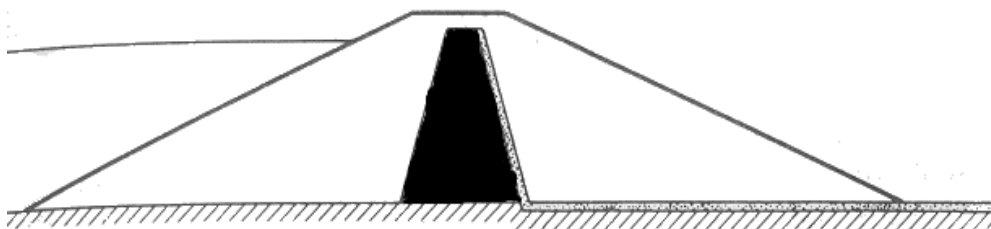


Figura 2.27 - Perfil transversal zonado com filtro chaminé e dreno (Santana, 2015).

No entanto, os maiores problemas dão-se normalmente ao nível da fundação. Devido à sua melhor adaptação a qualquer tipo de fundação, as barragens de aterro são muitas vezes construídas sobre formações não muito competentes e relativamente permeáveis, como no caso de Massingir (Neves, Caldeira, & Pinheiro, 2015).

Por conseguinte, excluindo a hipótese de soluções directamente implementadas no aterro das barragens, existem soluções onde os dispositivos são incorporados na fundação (paredes moldadas e poços de alívio) ou soluções que são implementadas sobre a fundação (tapetes, banquetas ou diques).

Um dos sistemas mais eficientes é a execução de uma parede moldada na fundação. A parede pode ser feita através do maciço montante ou através do núcleo (Figura 2.28). Nos dois casos a escavação é executada da superfície da barragem até à camada impermeável da fundação, que é retirada e substituída por betão. No pressuposto que a parede é enrizada numa camada impermeável, o caudal que atravessa é reduzido. A COBA em 1983, propôs esta solução que nunca chegou a ser implementada. Note-se ainda, que no caso de Massingir, devido à dimensão da barragem, o aspecto económico é primordial.



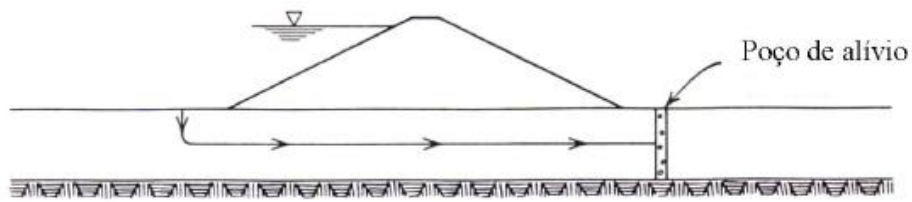


Figura 2.30 - Poço de alívio a jusante (Maranha & Caldeira, s.d.).

Uma solução bastante plausível para a barragem em questão é a implementação de uma banqueteta estabilizadora a jusante sobre um dreno (Figura 2.31). A água que percola pela fundação é colectada pelo dreno que encaminha a água para longe do pé de jusante onde o gradiente é menor. A berma tem peso próprio o que ajuda a contrariar as forças de percolação verticais ascendentes, para além de proteger o dreno e estabilizar o paramento jusante. Esta hipótese é apresentada mais em detalhe no capítulo 4.2.

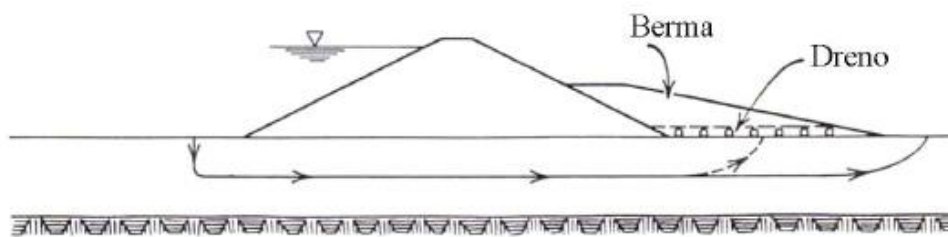


Figura 2.31 - Banquete estabilizadora a jusante com dreno (Maranha & Caldeira, s.d.).

Outra solução possível é a implementação de um aterro a jusante, com um reservatório entre as duas estruturas (Figura 2.32). Neste caso, o pé de jusante, que é a zona crítica, fica submerso e os problemas de erosão na fundação deixam praticamente de existir, devido à variação de carga mais gradual, os gradientes no pé de jusante tendem a diminuir. O peso da água do reservatório sobre a fundação previne eventos de levantamento hidráulico.

Esta solução foi objecto de estudo pormenorizado no capítulo 4.3. Através de um programa de elementos finitos, foi modelada a solução, feita uma análise detalhada e obtidas conclusões para o caso concreto da barragem de Massingir.

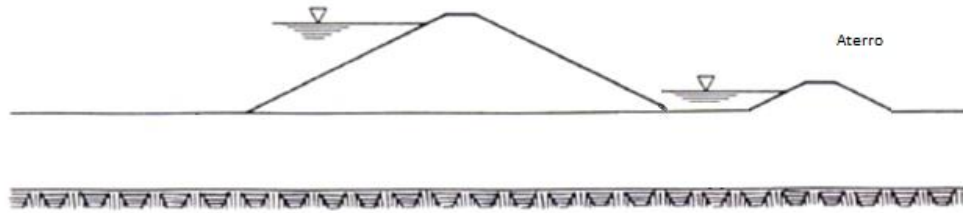


Figura 2.32 - Aterro a jusante da barragem.



## **3 Modelação da situação actual**

### **3.1 Introdução**

Neste capítulo procede-se à definição e modelação da situação actual da barragem (apresentada em 2.4), por forma a calibrar o modelo que servirá de base à implementação da solução apresentada em 2.5. Nesta modelação foi utilizado o programa de elementos finitos SEEP/W, que permite fazer uma análise da percolação, através dos gradientes hidráulicos e caudais.

Primeiramente definiu-se a geometria da secção a ser estudada, isto é, o modelo geométrico.

Na segunda parte do capítulo é feita a caracterização de cada material. A propriedade a ser definida, por se tratar de um estudo da percolação, é a permeabilidade. Para determinar esta característica para cada material que incorpora a barragem foi feita uma retro-análise.

### **3.2 Definição geométrica modelo**

A modelação da situação actual da barragem foi executada assumindo um regime estacionário, porque se admite que a cota do nível da albufeira é aproximadamente constante e que, para cada nível considerado, terá passado tempo suficiente para que o regime permanente de escoamento esteja estabelecido.

Tendo em consideração a zona onde ocorrem com maior expressão os fenómenos de percolação excessiva, foi escolhido para o modelo o perfil 5 (Figura 3.1), que está localizado a 2 000 m do começo da margem direita, com o perfil tipo B (descrito em 2.2.2). O perfil tipo B representa cerca de 76% (do comprimento) do dique da margem direita, a zona mais crítica da barragem, coincidindo com o escolhido no estudo (Plünnecke, 2014), que mais tarde irá servir como termo de comparação.

Na Figura 3.1 estão detalhados os materiais que foram adoptados no modelo. No Anexo C pode observar-se parte do perfil longitudinal da barragem, bem como o perfil tipo B cotado, os quais serviram de base para a definição da geometria do modelo.

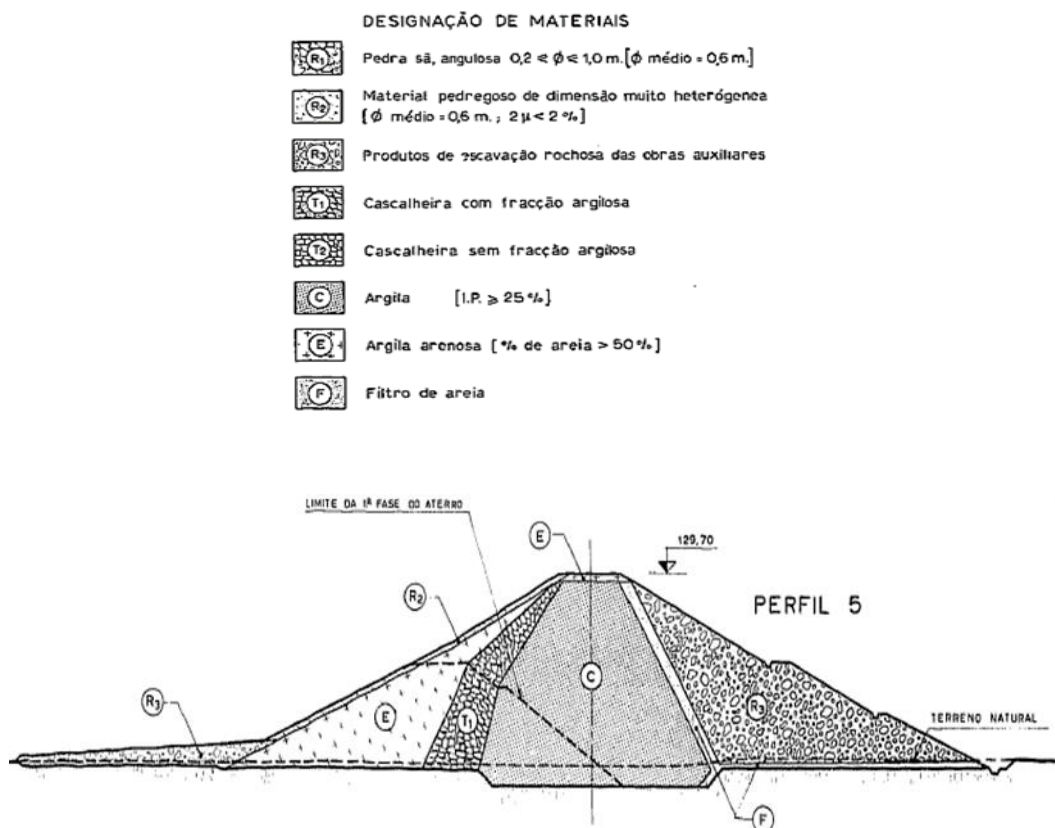


Figura 3.1 - Materiais do perfil 5 (CH2+000) (COBA, 1983).

Na elaboração do modelo foram feitas algumas simplificações. Por exemplo, no que diz respeito aos trabalhos de reabilitação de 2006 (mencionados em 2.3.3), a zona referente à berma estabilizadora não foi completamente detalhada, porque o programa não tem capacidade suficiente para a pormenorizar, sem um grande acréscimo no número de elementos finitos. Por outro lado, do ponto de vista do escoamento na fundação, esta zona não é muito importante. No caso da fundação, a heterogeneidade não foi considerada nos cálculos. Optou-se por gerar um só material acima da *bedrock*, com certa de 30 m, admitindo-se que esse material representaria, em

média, qualquer secção com o mesmo perfil-tipo independentemente da zona da fundação em causa. Assumiu-se que o mais importante neste caso seria representar a fundação com o material mais condicionante, ou seja, mais permeável (Figura 3.2).

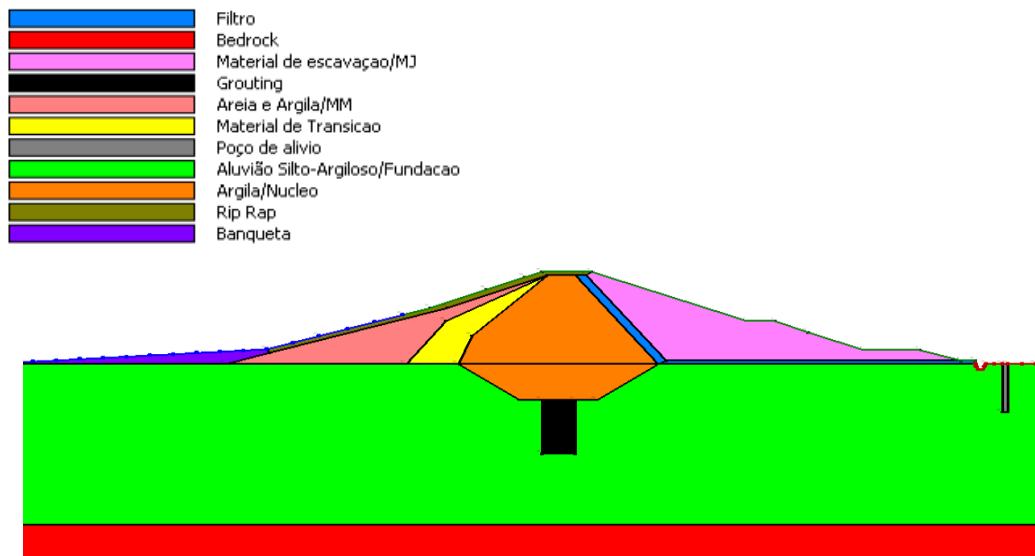


Figura 3.2 - Zonamento de materiais no modelo.

Para resolução das equações diferenciais é necessário delimitar a geometria por condições de fronteira que são independentes da malha adoptada, e que permitem concretizar o estudo pretendido. No programa pode-se optar por duas categorias de condições limite (Geostudio, 2012):

- Carga hidráulica: (H), (P)
- Caudal: (Q) (q)

No estudo efectuado foi escolhida a categoria “Carga”, por serem essas as condições de fronteira disponíveis.

Assim, foram implementadas duas condições limite: H (Potencial) e P (Pressão), embora, estas duas condições derivem uma da outra através da expressão:  $H = z + \frac{u}{\gamma_w}$ , onde  $\frac{u}{\gamma_w} = P$  (Antão, 2013).

Na Figura 3.3 pode-se observar do lado esquerdo (montante da barragem) uma linha azul, que se encontra ao longo do fundo do reservatório. Esta linha define a carga que correspondente ao NAA adoptado, que neste caso é de 112 m, pelo que num ponto que corresponda à cota do nível do reservatório, a altura piezométrica ( $\frac{u}{\gamma_w}$ ) é zero e a cota geométrica é 112 m. Através da

equação acima mencionada conclui-se que a carga nesse ponto é de 112 m. Semelhante raciocínio se faz para um ponto no fundo do reservatório que tem uma altura piezométrica de 8 m e uma cota de 104 m, de onde resulta uma carga de 112 m. Daí resulta que ambos os pontos apresentam carga hidráulica igual, pois pertencem à mesma linha equipotencial (Neves M. d.).

Do lado direito (jusante da barragem) da mesma figura, a linha a vermelho representa a fronteira cuja equipotencial tem uma altura piezométrica de zero e onde a carga é igual à cota do terreno.

As fronteiras que não estão associadas a nenhuma condição são consideradas impermeáveis por parte do SEEP/W. Todas as outras onde foi aplicada uma condição são entradas ou saída de água do sistema (Geostudio, 2012).

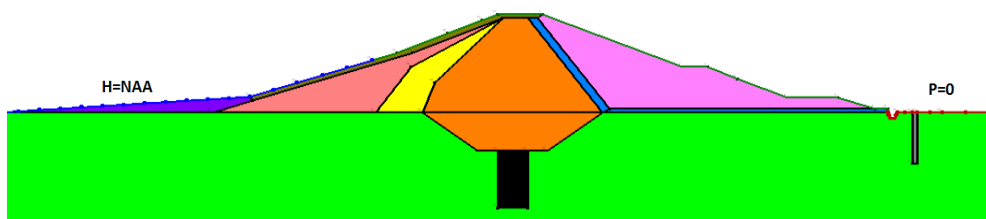


Figura 3.3 - Condições limite do modelo.

O último elemento a ser definido no cálculo numérico foi a malha, através da qual se representam os elementos finitos utilizados pelo SEEP/W. A escolha da malha influencia a qualidade dos resultados, uma vez que determina o grau de aproximação na resolução das equações diferenciais. A malha é composta por elementos triangulares e rectangulares que têm, no geral, uma dimensão aproximada de 1,5 m. Junto à vala de drenagem e ao poço de alívio, a malha foi refinada e os tamanhos dos elementos passaram a ser de 1,05 m, de modo a ser possível um maior detalhe na zona crítica (Figura 3.4).

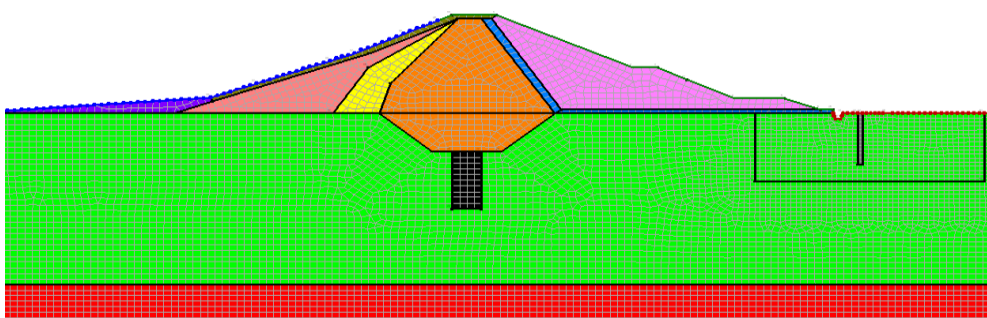


Figura 3.4 - Malha utilizada

## 3.3 Propriedades dos materiais

### 3.3.1 Considerações gerais

As propriedades dos materiais, neste caso, resumem-se à caracterização da permeabilidade para cada material utilizado no SEPP/W, pois esse é o foco deste estudo.

A permeabilidade é uma das propriedades mais intrigantes dos materiais para os engenheiros, porque varia bilhões de vezes e o seu significado real é difícil de entender, o que gera muitos equívocos sobre o que é um material permeável, o que é um bom material drenante e por aí em diante. Nenhuma outra propriedade dos materiais na engenharia é tão variável como a permeabilidade (Cedergren, 1989).

Para um mesmo material, a variabilidade desta grandeza é dependente de muitos factores. Três deles foram tidos em consideração, por serem os mais relevantes, na definição inicial dos coeficientes de permeabilidade como: dimensão e arranjo estrutural das partículas sólidas e grau de saturação. A definição do grau de saturação para cada material foi alvo de um estudo detalhado por parte da autora, no âmbito deste trabalho, por ser um assunto cuja a especificidade assim o exige. Porém, para o caso das outras duas características, são apenas apresentadas de premissas que ajudaram na tomada de decisão na atribuição dos coeficientes de permeabilidade.

Quando se fala na dimensão das partículas é importante ter em mente que as partículas finas, facilmente ocupam os espaços vazios, o que reduz os poros por onde a água pode atravessar e consequentemente reduz o coeficiente de permeabilidade (Unas, 2010). É o que acontece no núcleo e no maciço montante onde o material predominante é a argila. No caso do material de transição, por ser em grande parte de cascalheira, permite que a água flua mais rapidamente e em maior quantidade, logo apresenta uma permeabilidade superior.

No que diz respeito ao arranjo estrutural das partículas há dois cenários a considerar: anisotropia e isotropia. A fundação que sustenta a barragem é maioritariamente aluvião. Por conseguinte é usual que se formem séries de camadas horizontais, favorecendo a passagem de água nessa direcção. Contudo, é necessário fazer uma ressalva sobre este assunto, pois apesar de se saber o que acima foi referido, na bibliografia, a fundação foi considerada isotrópica e neste sentido, no cálculo inicial, adoptou-se esse mesmo pressuposto (COBA, 1969 b)).

O aterro da barragem também segue o mesmo raciocínio da formação de camadas horizontais, devido ao processo de compactação. Neste sentido a permeabilidade horizontal foi admitida com um valor dez vezes superior à vertical, como habitualmente é definido.

É necessário ter em atenção que no modelo há zonas que não são solos, mas no SEEP/W é necessário atribuir um coeficiente de permeabilidade para os cálculos correrem correctamente. Isto acontece no caso do poço de alívio e no *grouting*. O poço de alívio não é formado por solo, tal como o nome diz é um poço, por conseguinte foi-lhe atribuído um coeficiente de permeabilidade necessariamente alto,  $K_{xx} = 1m/s$ . Na zona de *grouting*, sabe-se que como é um tratamento para a melhoria da fundação é expectável uma relação de:  $\frac{K_{grouting}}{K_{fundação}}=10$  a 100.

### 3.3.2 Grau de saturação

Foi necessário estudar o grau de saturação em detalhe. Quanto a este parâmetro resultam dois grupos de solos: saturados e não saturados.

Para os solos saturados foi definido um coeficiente constante ao longo dos cálculos, como no caso da fundação, *bedrock*, filtro e banquetas.

Para os solos não saturados foi necessário introduzir no SEEP/W uma equação que traduzisse a relação entre o coeficiente de permeabilidade e a sucção. Assim, foi consultado (Alonso, Olivella, & Pinyol, 2005) onde são apresentadas as curvas de retenção da água e da permeabilidade relativa que serviram de base à definição da equação para a argila e para o *riprap* (Figura 3.5 e Figura 3.6).

Na Figura 3.5 observa-se a relação entre a permeabilidade relativa e a saturação.

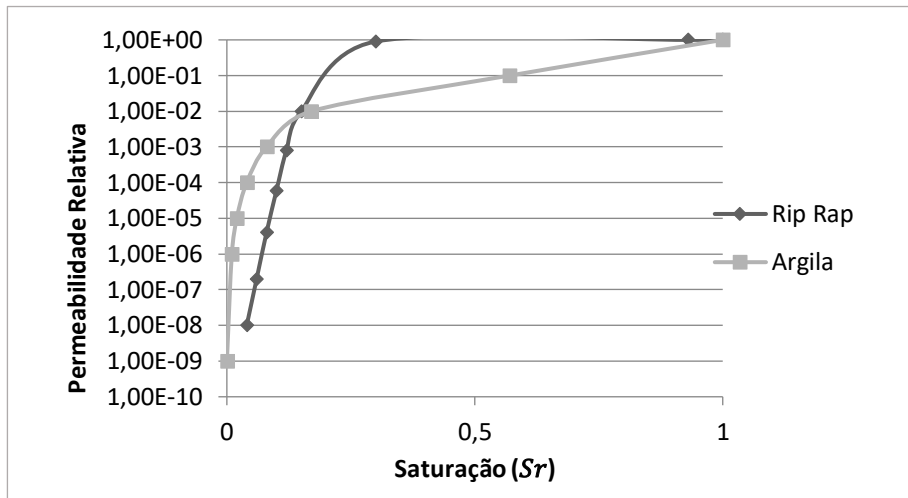


Figura 3.5 - Permeabilidade relativa -  $K_r(S_r)$  (Alonso, Olivella, & Pinyol, 2005).

Para a obtenção do coeficiente de permeabilidade ( $K$ ) foi utilizada a expressão abaixo em conjunto com a Figura 3.5.

$$K(k; K_r(S_r)) = k \frac{\rho_w g}{\mu_w} K_r(S_r) \quad (1)$$

Onde:

- $k$  permeabilidade intrínseca ( $m^2$ )
- $\rho_w$  densidade do fluído (água  $1000 \text{ kg/m}^3$ )
- $g$  aceleração da gravidade ( $9,8 \text{ m/s}^2$ )
- $\mu_w$  viscosidade do fluído (água  $0,001 \text{ Pa.s}$ )
- $K_r(S_r)$  permeabilidade relativa

Na Tabela 3.1 apresentam-se as permeabilidades intrínsecas (k) de cada material.

Tabela 3.1 - Permeabilidade intrínseca (k) adoptada no cálculo do K (Alonso, Olivella, & Pinyol, 2005).

Material	Permeabilidade intrínseca (k) m <sup>2</sup>
<i>Riprap</i>	$2 \times 10^{-11}$
Argila	$8 \times 10^{-15}$

Depois do cálculo com a equação (1) estabelece-se uma relação entre o K e a sucção baseada na Figura 3.6.

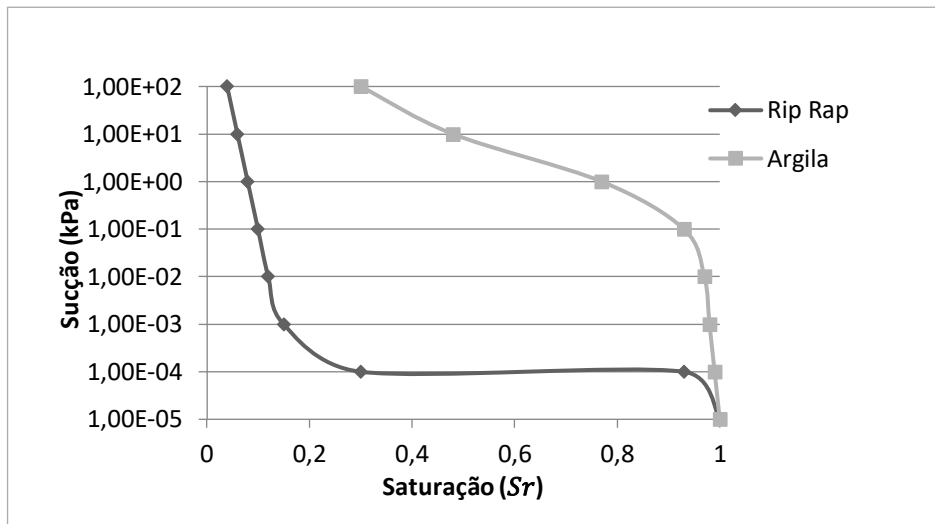


Figura 3.6 - Curva de retenção da água (Alonso, Olivella, & Pinyol, 2005).

Após o processo de cálculo obteve-se a função do coeficiente de permeabilidade para a argila e para a *riprap*, cuja representação se encontra na Figura 3.7.

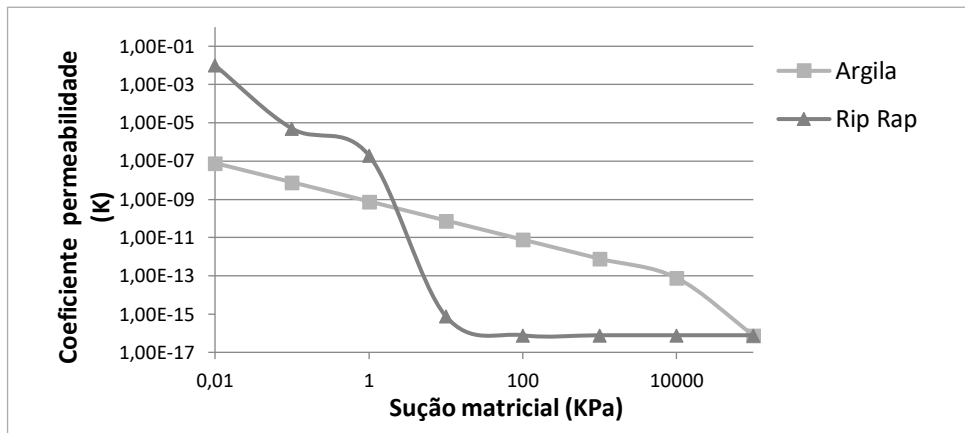


Figura 3.7 - Função do coeficiente de permeabilidade.

Estas duas funções são os extremos da gama de possibilidades, de onde se fez a interpolação para os outros materiais não saturados que constituem a barragem e que estão representadas na Figura 3.8.

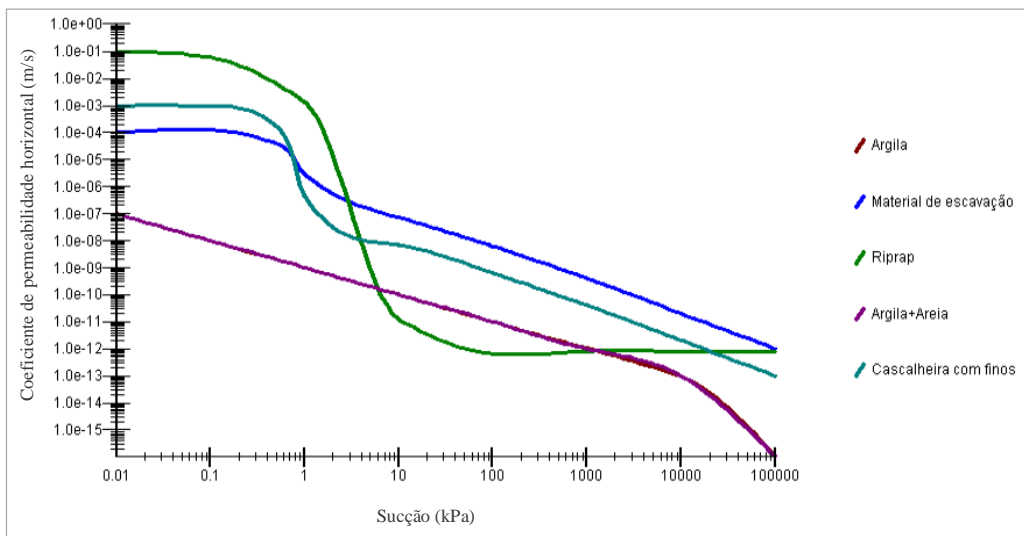


Figura 3.8 - Funções iniciais do coeficiente de permeabilidade.

### 3.3.3 Coeficientes de permeabilidade iniciais

Quando inicialmente se atribuiu os coeficientes, para além de se ter considerado os factores apresentados acima, também foram títos em consideração os relatórios (COBA, 1969 b)), (COBA, 1969 c)) e a tese (Plünnecke, 2014) como se pode verificar na Tabela 3.2 e Tabela 3.3.

Tabela 3.2 - Coeficientes de permeabilidade para os materiais não saturados.







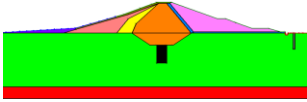




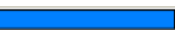

Materiais	Coeficientes de permeabilidade iniciais adoptados (m/s)	Cor atribuída	Valores encontrados na bibliografia $K_{xx}^{sat}; K_{yy}^{sat}$
			
Núcleo (Argila)	$K_{xx}^{sat} = 10^{-7}$ $K_{yy}^{sat} = 10^{-8}$		$10^{-8}; 10^{-9}^*$ $10^{-6}; 10^{-6}^{**}$
Maciço de jusante (Material de escavação)	$K_{xx}^{sat} = 10^{-4}$ $K_{yy}^{sat} = 10^{-5}$		$10^{-3}; 10^{-3}^{**}$
<i>Riprap</i>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-1}$ $K_{yy}^{sat} = 10^{-1}$		$10^{-3}; 10^{-3}^{**}$
Maciço de montante (Argila + areia)	$K_{xx}^{sat} = 10^{-7}$ $K_{yy}^{sat} = 10^{-8}$		$10^{-6}; 10^{-6}^{**}$
Material de transição (Cascalheira com finos)	$K_{xx}^{sat} = 10^{-3}$ $K_{yy}^{sat} = 10^{-4}$		$10^{-6}; 10^{-6}^*$ $10^{-3}; 10^{-3}^{**}$

Tabela 3.3 - Coeficientes de permeabilidade para os materiais saturados.

Materiais	Coeficientes de permeabilidade iniciais adoptados (m/s)	Cor atribuída	Valores encontrados na bibliografia $K_{xx}^{sat}, K_{yy}^{sat}$
			
<b>Grouting</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-5} K_{yy}^{sat} = 10^{-5}$		$10^{-5}; 10^{-5}^{**}$
<b>Poço de alívio</b>	$K_{xx}^{sat} = 1 K_{yy}^{sat} = 1$		1;1
<b>Fundação</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-4} K_{yy}^{sat} = 10^{-4}$		$10^{-3}; 10^{-3}^*$ $10^{-4}/10^{-5}^{**}$
<b>Bedrock</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-6} K_{yy}^{sat} = 10^{-6}$		$10^{-4}; 10^{-4}^{**}$
<b>Filtro</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-2} K_{yy}^{sat} = 10^{-2}$		$10^{-2}; 10^{-2}^{**}$
<b>Banqueta</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-4} K_{yy}^{sat} = 10^{-5}$		$10^{-8}; 10^{-4}^*$ $10^{-6}; 10^{-6}^{**}$

(\*) - Valores retirados de (COBA, 1969 b)) e (COBA, 1969 c)).

(\*\*) - Valores retirados de (Plünnecke, 2014).

## 3.4 Retro-análise

### 3.4.1 Introdução

Numa retro-análise procura-se estimar os coeficientes de permeabilidade através da minimização da diferença entre determinadas grandezas medidas no protótipo e as mesmas grandezas calculadas no modelo matemático. A otimização corresponde a um processo iterativo, em que em cada iteração se alteram os parâmetros (coeficientes de permeabilidade) do modelo, até que a resposta deste seja próxima dos valores observados (Mata, 2013).

Esse ajuste foi feito com base em dados disponibilizados pelo LNEC. No caso da análise da carga piezométrica no corpo da barragem, os resultados obtidos, no programa de elementos finitos - SEEP/W, foram comparados com os dados de observações feitas pelo LNEC em 2009. Tanto no caso da análise da carga piezométrica na vala de drenagem, como no estudo do caudal total do sistema de drenagem, os resultados obtidos do SEEP/W foram comparados com os de um modelo estatístico comportamental que o LNEC realizou em 2011.

Os níveis de albufeira considerados foram escolhidos de acordo com os dados existentes, tendo-se considerado as cotas: 112 m, 118 m e 128,5 m, dependendo do que se está a avaliar.

### 3.4.2 Dados reais fornecidos pelo LNEC

#### 3.4.2.1 Carga piezométrica no corpo da barragem

O perfil em estudo está instrumentado com três piezómetros abertos no corpo da barragem (Figura 3.9). O piezómetro mais a montante (PP11) encontra-se no aterro, a jusante do núcleo, à cota 105,4 m. O piezómetro PP12 encontra-se na fundação e o piezómetro PP10B fica situado no aterro, no mesmo alinhamento do PP12.

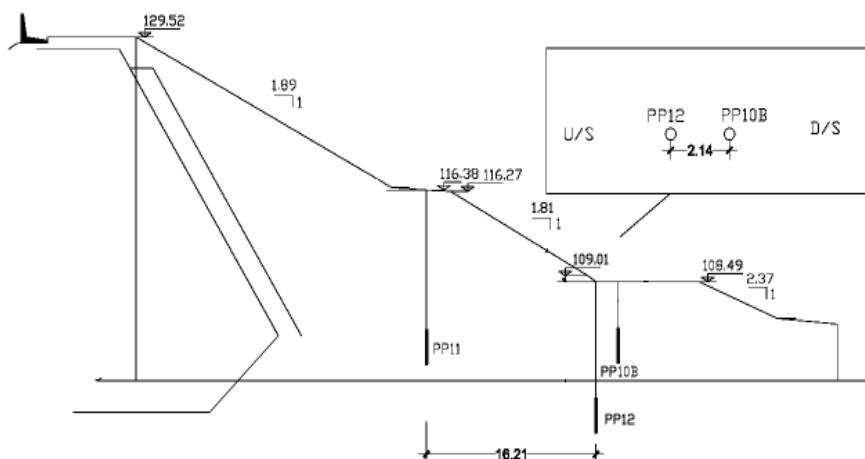


Figura 3.9 - Perfil transversal localizado na margem da direita (LNEC, 2011).

Na Tabela 3.4 apresentam-se algumas características relacionadas com os piezómetros.

Tabela 3.4 - Dados dos piezómetros do corpo da barragem (LNEC, 2011).

Data de instalação	Designação	Cota do terreno (m)	Cota da ponteira (PL) (m)	Localização
2005-04-25	PP11	116,3	105,4	Aterro
2005-05-15	PP12	109,01	100,1	Fundação
2005-05-13	PP10B	108,3	106,1	Aterro

Na Tabela 3.5 encontram-se os dados obtidos na campanha feita pelo LNEC em 2009. A carga do piezómetro (WLP) é obtida através da leitura que é feita da altura da água presente em cada piezómetro. O procedimento consiste em introduzir um fio graduado dentro do piezómetro e medir a distância de fio que entrou até tocar na água. À cota do terreno é subtraído o comprimento do fio que entrou no piezómetro (que equivale à leitura) e obtida a carga na ponteira no piezómetro.

A carga relativa (RL) presente na mesma tabela é baseada nos dados dos piezómetros. Com base nos valores obtidos, faz-se um julgamento da situação presente na secção. Idealmente, para um piezómetro localizado no aterro, a carga relativa é mais elevada no paramento montante, por exemplo 60 a 90% e 0% no maciço de jusante.

Esta grandeza é calculada da seguinte forma (LNEC, 2011):

$$RL = \frac{WLP - PL}{NAA - PL} \times 100 \quad (2)$$

Onde:

- WLP carga do piezómetro (m)
- PL cota da ponteira do piezómetro (m)
- NAA nível da água na albufeira (m)

Dos valores obtidos da campanha (Tabela 3.5), o piezómetro que chama mais à atenção é o PP11, por se encontrar no aterro com carga hidráulica superior à cota da ponteira. Este piezómetro localizado no maciço de jusante não deveria ter qualquer pressão, pois é com esse objectivo que é implementado o filtro a jusante do núcleo, que deveria encaminhar todos os caudais. O piezómetro PP10B, tal como pretendido apresenta carga negligenciável.

Tabela 3.5 - Dados das campanhas feitas pelo LNEC em 2009.

NAA (m)	PP11 (WLP) (m)	RL (%)	PP12 (WLP) (m)	RL (%)	PP10B (WLP) (m)	RL (%)
<b>112</b>	112.39	105.91	104.98	41.01	106.30	3.40
<b>118</b>	112.83	58.97	105.09	27.88	106.97	7.31

#### 3.4.2.2 Carga piezométrica na vala de drenagem

Para além dos piezómetros que existem no corpo da barragem existem piezómetros ao longo da vala de drenagem, intercalados com poços de alívio. para monitorizar a fundação.

Com base na variação do NAA e na variação das cotas piezométricas, o LNEC elaborou um modelo estatístico que correlaciona as duas grandezas linearmente através da equação:  $P = \beta_1 + \beta_2 \times NAA (m)$ . Tanto  $\beta_1$  como  $\beta_2$  foram determinados para cada perfil onde se encontram os piezómetros. Com este modelo de análise de comportamento da fundação é possível prever a resposta da fundação da barragem para a situação de máxima cheia  $NAA = NMC = 128,5$  m.

A Figura 3.10 ilustra os resultados referidos. Na situação de NMC, como se pode observar, a carga piezométrica máxima é de 4,6 m acima do terreno natural, que se localiza precisamente na zona do perfil 5. Conclui-se que de uma forma geral ocorre artesianismo em cerca de 67% dos piezómetros.

Note-se que a variação que ocorre na linha vermelha, se deve ao efeito pontual dos poços de alívio, que aliviam as pressões no intervalo entre dois piezómetros.

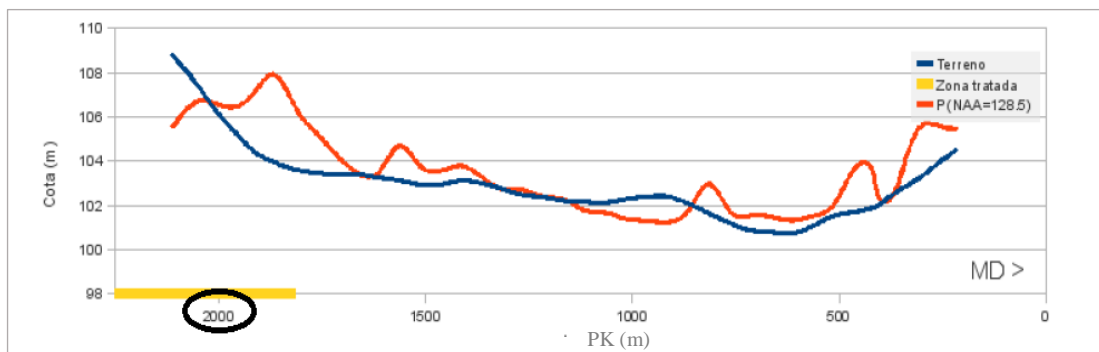


Figura 3.10 - Cargas dos piezómetros da vala de drenagem (LNEC, 2011).

### 3.4.2.3 Caudal total no sistema de drenagem

O último conjunto de grandezas consideradas para a retro-análise do modelo são os caudais drenados.

No âmbito da reabilitação da barragem concluída em 2006, foi instalada uma cortina de 77 poços de alívios a jusante da banquetta estabilizadora, espaçados de 25 m. Esses poços debitam, na sua maioria, importantes caudais, cuja medição é feita no perfil PK 0+625, através de um fluxómetro, para onde é encaminhado o fluxo vindo da vala drenante. O LNEC fez um estudo onde relaciona o nível da albufeira com os caudais recolhidos no fluxómetro e obteve a seguinte expressão:

$$Q_{total} \left( \frac{l}{s} \right) = \beta_1 + \beta_2 \times NAA (m) \quad (3)$$

Onde:  $\beta_1 = -2420,9$  e  $\beta_2 = 23,22$

Na Figura 3.11 consegue-se observar o ajuste, quase perfeito, do modelo proposto pelo LNEC (traço a vermelho) com as medições obtidas com o fluxómetro (ponto a azul).

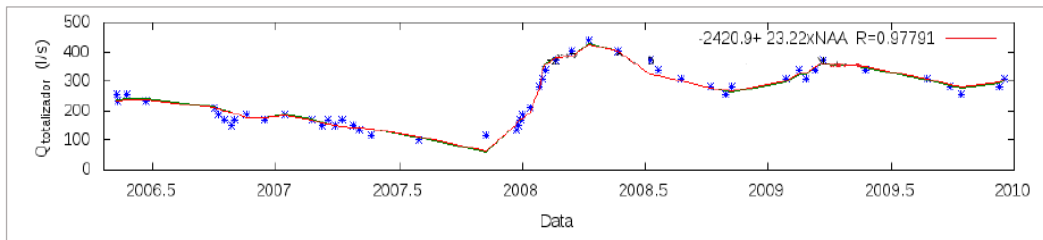


Figura 3.11 - Ajuste do modelo do LNEC (LNEC, 2011).

Conclui-se que o modelo é fiável e que deste modo se consegue, a partir dele, estimar o caudal para o NMC (Tabela 3.6).

$$Q_{total} = -2420,9 + 23,22 \times 128,5 = 562,87 \text{ l/s}$$

Tabela 3.6 - Cálculo do caudal através da fórmula (3).

NAA (m)	$Q_{total}$ (l/s)	$Q_{total}$ (m <sup>3</sup> /s)
<b>112</b>	179,74	0,179
<b>118</b>	319,06	0,319
<b>128,5</b>	562,87	0,563

### 3.4.3 Método de calibração

O processo de calibração resulta num método iterativo, que pretende ajustar os coeficientes de permeabilidade inicialmente admitidos, para assegurar que o modelo apresentado é capaz de reproduzir a realidade de uma forma satisfatória

A título de exemplo escolheu-se a primeira iteração feita com coeficientes de permeabilidade iniciais para explicar o processo. Com os coeficientes definidos, em 3.3.3 são apresentados seguidamente os resultados retirados do SEEP/W.

Para se verificar se o modelo é fiel à realidade relativamente aos materiais presentes no corpo da barragem e na fundação, foram obtidas cargas nos nós que correspondem à localização dos piezómetros de tudo aberto no corpo da barragem (Figura 3.12).

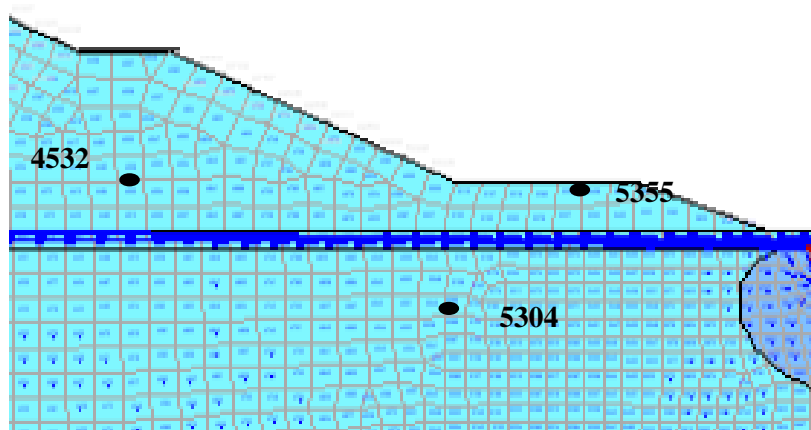


Figura 3.12 - Localização dos nós no SEEP/W que correspondem à localização dos piezómetros PP 11, PP12 e PP10B (NAA = 118 m).

Comparando os resultados da Tabela 3.5 com os da Tabela 3.7 conclui-se que os valores são idênticos, embora no piezómetro PP11 já não esteja presente carga. Em (LNEC, 2011) é comentado o valor elevado do nível da água nesse piezómetro como uma situação anómala. Assim, admite-se que o comportamento na zona não seja o esperado.

Tabela 3.7 - Resultados do SEEP/W com os coeficientes de permeabilidade iniciais.

<b>NAA(m)</b>	<b>(PP11)-Nó 4532 (m)</b>	<b>(PP12)-Nó 5304 (m)</b>	<b>(PP10B)-Nó 5355 (m)</b>
<b>112</b>	104,44	104,20	104,16
<b>118</b>	104,80	104,37	104,34

Para aferir o correcto funcionamento do modelo relativamente ao poço de alívio, foi medida a carga piezométrica no nó na soleira do poço de alívio, onde foram avaliados dois casos: um onde não se considera o poço de alívio e outro com o poço de alívio (Figura 3.13). No perfil 5, concretamente, existe um poço de alívio.

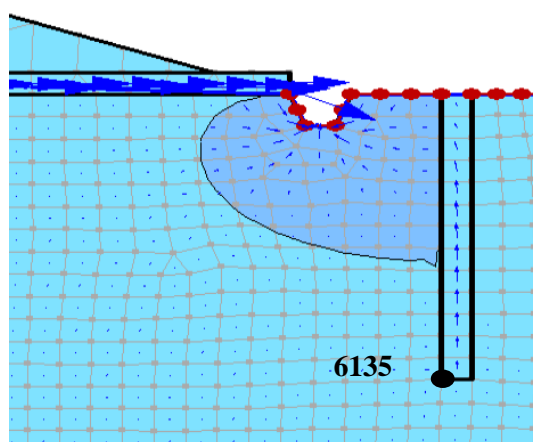


Figura 3.13 - Posição do nó na malha correspondente à soleira do poço de alívio (NAA = 128,5 m).

Na Tabela 3.8 constata-se que no modelo com o poço de alívio, o nó 6135 tem a carga correspondente à cota do terreno, o que tem lógica, uma vez que no poço de alívio a pressão presente é a atmosférica, logo a carga equivale à cota do terreno. Porém, no modelo sem poço de alívio registra-se um artesianismo de 0,4 m, valor não coerente com a Figura 3.10, onde está representado um artesianismo perto dos 4.6 m na zona do perfil 5. Apesar desta figura representar cargas piezométricas, esse cenário é equivalente a não haver poço de alívio, daí se poder fazer esta leitura.

Tabela 3.8 - Cálculo da carga nos piezômetros da vala com os coeficiente de permeabilidade iniciais (NMC = 128,5 m).

Nó	Cota do terreno	Com poço de alívio		Sem poço de alívio	
		Carga (m)	Artesianismo (m)	Carga (m)	Artesianismo (m)
<b>6135</b>	104 m	104,00	0	104,40	0,4

O sistema de drenagem é composto por poços de alívio e pela vala de drenagem representada entre as duas secções S'1 e S'2 (Figura 3.14).

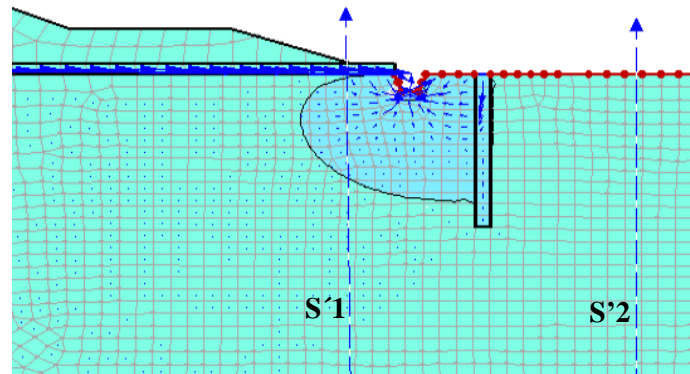


Figura 3.14 - Posição dos perfis de corte (NAA = 112 m).

O fluxo de água que é percolado através da fundação tende a ser encaminhado para zonas de menor pressão, os poços de alívio, onde depois é conduzida através de uma conduta para a vala drenante. Para aferir se o sistema de drenagem está bem modelado obteve-se o caudal total no SEEP/W entre os dois cortes.

$$Q_{total} = (S'_1 - S'_2) \times L \quad (4)$$

Como o modelo considerado é bidimensional e o escoamento modelado é plano, os valores retirados correspondem a secções unitárias, por isso tem de se multiplicar o valor do caudal pelo comprimento total do dique da margem da direita (Tabela 3.9):  $L = 3129 \text{ m}$

Pela análise conjunta da Tabela 3.9 com a Tabela 3.6, conclui-se que os caudais obtidos estão claramente fora daquilo que era esperado.

Tabela 3.9 - Calculo do caudal admitido no sistema de drenagem, utilizando os coeficientes de permeabilidade iniciais.

NAA (m)	S' <sub>1</sub> (m <sup>3</sup> /s/m)	S' <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> /s/m)	Q <sub>total</sub> (m <sup>3</sup> /s)
112	2,06E-4	1,28E-5	0,605
118	3,61E-4	2,41E-5	1,054
128,5	6,41E-04	4,45E-05	1,866

### 3.4.4 Coeficientes de permeabilidade finais

Quando na retro-análise os resultados do SEEP/W se aproximam dos dados reais o processo iterativo acaba. Constatou-se que, para além das alterações dos coeficientes de permeabilidade de quase todos os materiais, excepto, dos maciços, poço de alívio, filtro e *riprap*, foi necessário admitir anisotropia da fundação.

Na Figura 3.15 apresenta-se o gráfico com as funções finais do coeficiente de permeabilidade para os materiais não saturados.

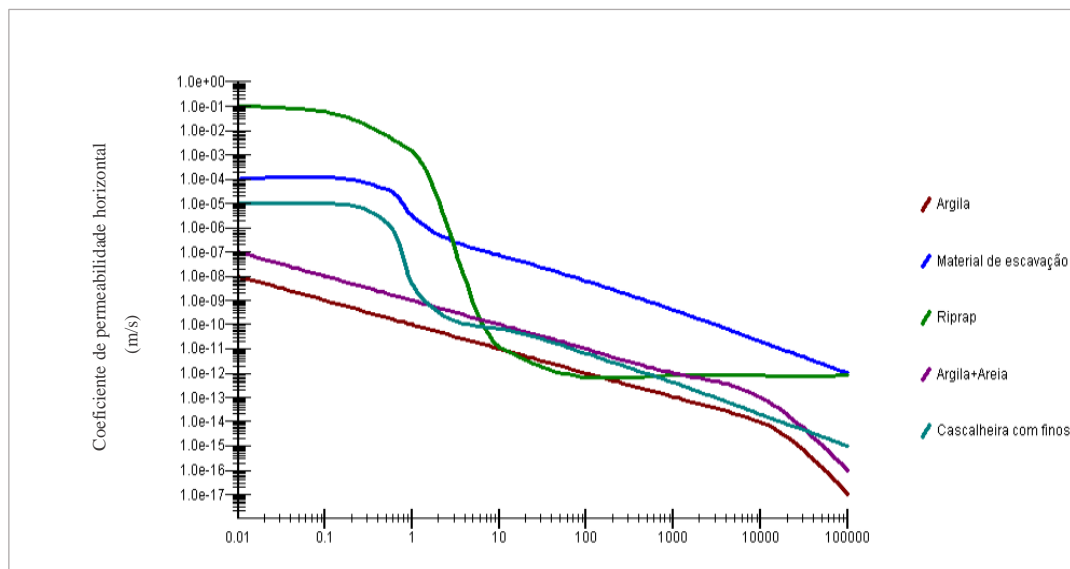
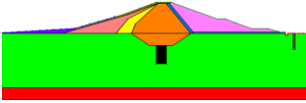













Figura 3.15 - Funções do coeficiente de permeabilidade adoptadas.

Após o processo de retro-análise estar concluído obteve-se os coeficientes de permeabilidade finais, que foram adoptados no modelo que serviu de base para a implementação da solução estudada (Tabela 3.10)

Tabela 3.10 - Coeficientes de permeabilidade dos materiais adoptados no modelo.

<b>Materiais</b>	<b>Coefficiente horizontal</b>	<b>Coefficiente vertical</b>	<b>Estado</b>	<b>Cor atribuída</b>
				
<b>Núcleo (Argila)</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-8}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-9}$	Saturado/Não saturado	
<b>Maciço de jusante (Material de escavação)</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-4}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-5}$	Saturado/Não saturado	
<b>Riprap</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-1}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-1}$	Saturado/Não saturado	
<b>Maciço de montante (Argila+areia)</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-7}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-8}$	Saturado/Não saturado	
<b>Material de transição (Casalheira com finos)</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-5}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-6}$	Saturado/Não saturado	
<b>Grouting</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-6}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-6}$	Saturado	
<b>Poço de alívio</b>	$K_{xx}^{sat} = 1$	$K_{yy}^{sat} = 1$	Saturado	
<b>Fundação</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-4}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-5}$	Saturado	
<b>Bedrock</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-7}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-7}$	Saturado	
<b>Filtro</b>	$K_{xx}^{sat} = 10^{-2}$	$K_{yy}^{sat} = 10^{-2}$	Saturado	

<b>Materiais</b>	<b>Coefficiente horizontal</b>	<b>Coefficiente vertical</b>	<b>Estado</b>	<b>Cor atribuída</b>
<b>Banqueta</b>	$k_{xx} = 10^{-6}$	$k_{yy} = 10^{-7}$	Saturado	

Com os coeficientes obtidos, acima mencionados são apresentados seguidamente os resultados retirados do SEEP/W, seguindo o mesmo processo que foi efectuado com os coeficientes iniciais.

Assim, foram obtidas as cargas nos nós que correspondem à localização dos piezómetros de tubo aberto no corpo da barragem (Figura 3.16).

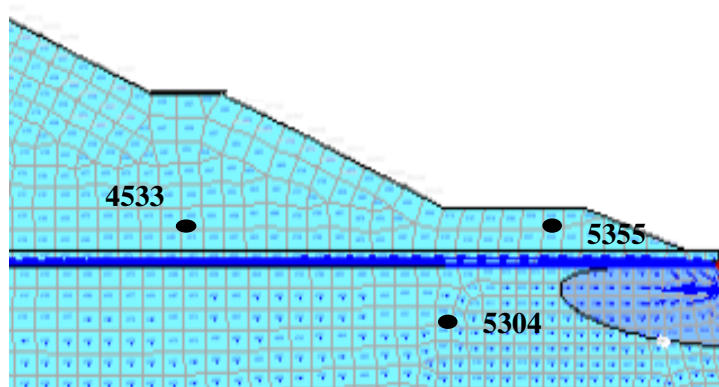


Figura 3.16 - Localização dos nós no SEEP/W que correspondem à localização dos piezómetros PP 11, PP12 e PP10B (NAA = 118 m).

Da comparação da Tabela 3.11 com a Tabela 3.7 conclui-se que as cargas nos piezómetros pouco se alteraram ao longo do processo de iteração.

Tabela 3.11 - Resultados do SEEP/W com os coeficientes de permeabilidade finais.

<b>NAA(m)</b>	<b>(PP11)-Nó 4533 (m)</b>	<b>(PP12)-Nó 5304 (m)</b>	<b>(PP10B)-Nó 5355 (m)</b>
<b>112</b>	104,10	103,98	104,01
<b>118</b>	104,34	104,04	104,03

Na Figura 3.17 apresenta-se o erro relativo entre os valores obtidos por parte do LNEC e os valores obtidos no cálculo, sendo que o piezómetro PP12 foi onde se conseguiu obter uma melhor calibração, com um erro próximo de 1% para as duas cotas de nível da albufeira.

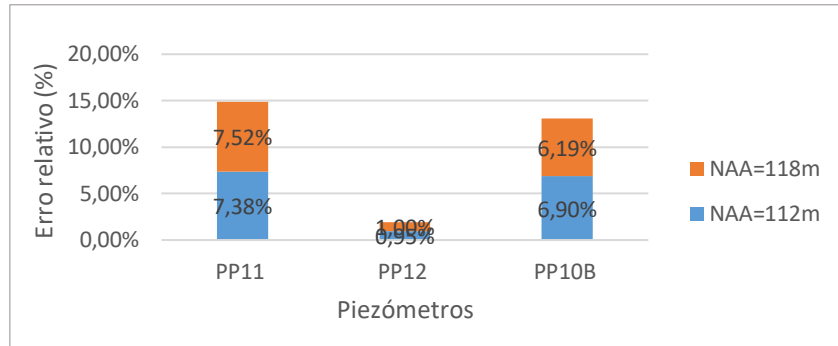


Figura 3.17 - Erro relativo dos valores das cargas piezométricas.

O erro relativo foi calculado com base na seguinte expressão:

$$E_r = \frac{\text{Valor do Lnec} - \text{Valor do SEEP/W}}{\text{Valor do Lnec}} \times 100 \quad (5)$$

Foi de novo registada a carga piezométrica no nó da soleira do poço de alívio nos dois casos anteriormente referidos: modelação sem o poço de alívio e modelação com o poço de alívio (Figura 3.18).

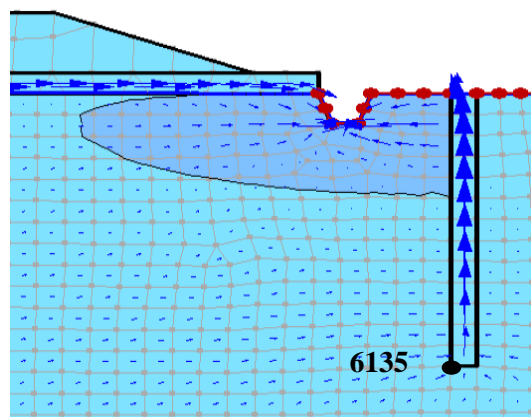


Figura 3.18 - Posição do nó na malha correspondente à soleira do poço de alívio (NAA = 128.5 m).

Na Tabela 3.12 constata-se que no modelo com o poço de alívio, o nó 6135 tem a carga correspondente à cota do terreno, o que inicialmente também aconteceu e que traduz a realidade.

No modelo sem poço de alívio houve um acréscimo do valor e registou-se artesianismo de 2,4 m. Este valor já é coerente com a Figura 3.10.

Tabela 3.12 - Cálculo da carga nos piezómetros na vala com os coeficientes de permeabilidade finais (NMC = 128,5 m).

Nó	Cota do terreno	Com poço de alívio		Sem poço de alívio	
		Carga (m)	Artesianismo (m)	Carga (m)	Artesianismo (m)
6135	104 m	104,00	0	106,40	2,4

Para aferir se o sistema de drenagem está bem modelado obteve-se o caudal total no SEEP/W entre os dois cortes, à semelhança do que foi feito anteriormente, utilizando a equação (4).

Na Figura 3.19 estão representadas as secções de cálculo para o caudal.

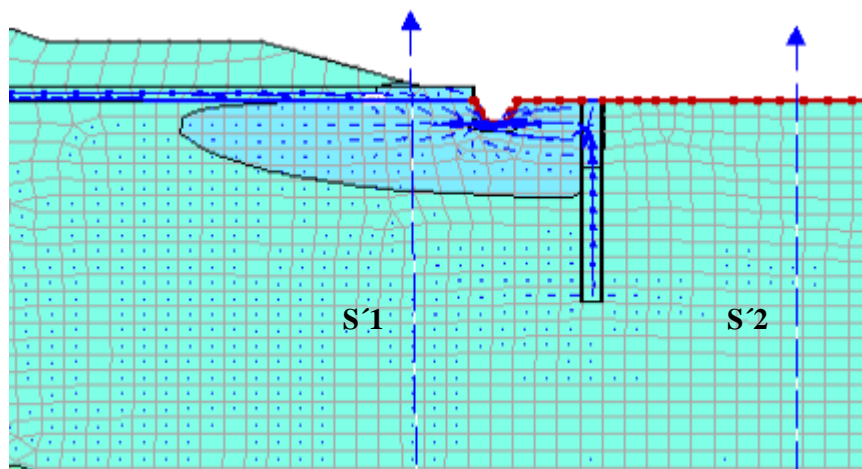


Figura 3.19 - Posição dos perfis de corte (NAA = 112 m).

Analisando a Tabela 3.13 e a Tabela 3.6 em conjunto, constata-se que se conseguiu um bom ajuste para todos os níveis de água na albufeira. Os caudais obtidos pelo SEEP/W são idênticos aos caudais apresentados pelo LNEC.

Tabela 3.13 - Cálculo do caudal admitido no sistema de drenagem utilizando os coeficientes de permeabilidade finais.

NAA (m)	S' <sub>1</sub> (m <sup>3</sup> /s/m)	S' <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> /s/m)	Q <sub>total</sub> (m <sup>3</sup> /s)
<b>112</b>	7,19E-05	1,37E-05	0,182
<b>118</b>	1,27E-04	2,42E-05	0,322
<b>128.5</b>	2,24E-04	4,31E-05	0,566

Na Figura 3.20 apresentam-se os valores dos erros relativos entre os caudais obtidos por parte do LNEC e os caudais retirados do SEEP/W, sendo que, nas três cotas de nível da albufeira definidas, os erros são em média de 1%, espelhando uma boa calibração do modelo face à realidade. Para este cálculo foi utilizada a equação (5).

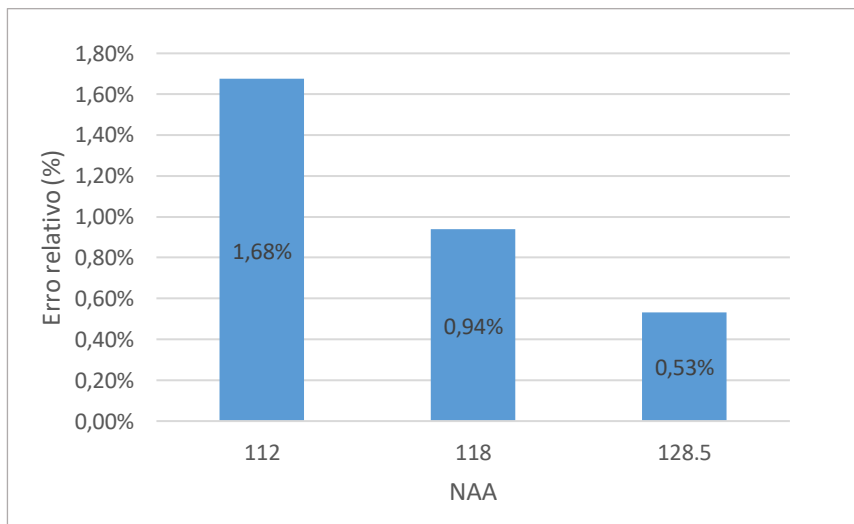


Figura 3.20 - Erro relativo dos valores do caudal do sistema de drenagem.



## 4 Soluções propostas

### 4.1 Introdução

Com o objectivo de avaliar a competência das últimas duas soluções apresentadas em 2.5: i) execução de uma banqueteta, a jusante, munida de um filtro e ii) execução de um aterro a jusante, neste capítulo são comparadas as soluções, expostos os resultados e retiradas conclusões.

Inicialmente é descrita a solução i) (Plünnecke, 2014) – objecto de trabalho anterior, que foi formulada em 2D PlaxFlow. Posteriormente são apresentados os resultados da aplicação dessa mesma solução. Esta proposta nunca foi concretizada em obra, nem passou para fase de projecto até ao momento presente.

Seguidamente faz-se a modelação da solução ii) proposta, que corresponde ao foco do presente trabalho.

Na parte final do capítulo são apresentados os resultados da solução ii) proposta e comparados com a situação actual e com a solução i) (Plünnecke, 2014). Finaliza-se o capítulo com uma análise paramétrica por forma a otimizar a solução proposta, quer em termos de adaptabilidade ao problema em causa, quer também em termos económicos.

## 4.2 Solução i) anterior

### 4.2.1 Descrição

A proposta de solução estudada (Plünnecke, 2014) foi modelada em 2D PlaxFlow, um programa de elementos finitos que foi criado para análise de percolação em solos.

A materialização da solução, como apresentada em 2.5, corresponde à execução de um tapete, a jusante, munido de um filtro invertido que diminui o arraste de materiais na zona de saída do caudal. Para além de maior estabilidade hidráulica, o peso da banquetta contribui para a uma maior estabilidade mecânica. Quanto aos órgãos já existentes no local, permanecem. A vala de drenagem pode ser substituída por uma conduta e os poços de alívio devem ser alteados para que se possa ter acesso ao seu interior para medições (Plünnecke & Marcelino) (Figura 4.1).

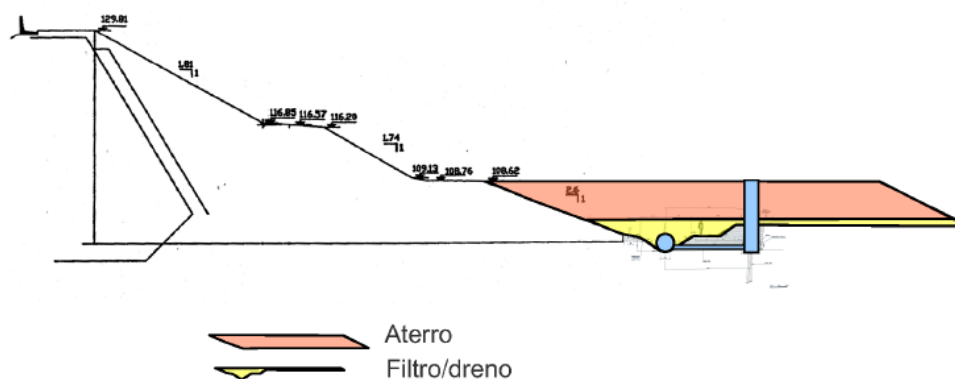


Figura 4.1 - Esquema da solução i) proposta (LNEC, 2010 a)).

Na modelação da solução os poços de alívio e as condutas de drenagem não são considerados. O conceito de drenagem livre da água, da fundação para o filtro invertido, foi modelado traçando a linha freática ( $H=y$ ) pelos contornos da escavação que iria ser necessária, garantindo que os pontos nessa zona teriam pressão zero durante todo o cálculo.

A profundidade da escavação, ou seja, a espessura do filtro, foi definida como 5 m, para garantir que a carga na fundação não ultrapassa a superfície do terreno e que a água fica retida no filtro, mesmo no caso de máxima cheia (128,5 m) que representa uma situação excepcional. O comprimento da escavação é de 33,5 m, que cobre a área possivelmente inundável, o que faz com que mais a jusante o gradiente de saída seja menor e conseqüentemente diminuam as sobrepensões e a possibilidade de ocorrência de *piping* (Plünnecke, 2014) (Figura 4.2).

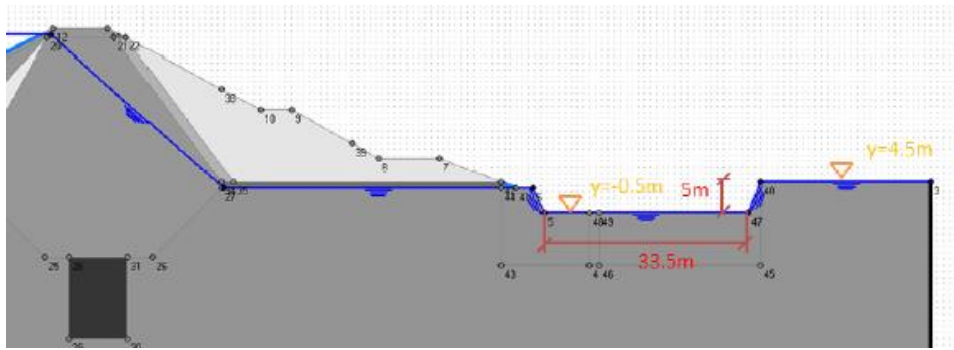


Figura 4.2 - Dimensões da escavação proposta (Plünnecke, 2014).

Sendo o factor económico relevante, procurou-se estimar o custo desta solução contabilizando o material, as actividades de transporte, colocação e compactação da banquetta a ser colocada a jusante. Para o cálculo estimou-se o valor da área da banquetta e prolongou-se ao longo da margem direita. O preço de custo adoptado foi  $2,10 \text{ €/m}^3$ . O cálculo aponta para valores na ordem de 3 167 000 €.

## 4.2.2 Resultados

### 4.2.2.1 Gradiente hidráulico

Segundo (Plünnecke, 2014) na zona do pé de jusante, com a implementação do filtro invertido dificilmente se chegará ao gradiente crítico que originará *piping*. Para isso bastará implementar um filtro que respeite todas as regras de execução de filtros. Mas ainda assim, verificou no modelo os gradientes hidráulicos onde a velocidade de escoamento é maior. A direcção da velocidade do fluxo de água mais preocupante é a vertical e ascendente, por poder dar origem a fenómenos de levantamento hidráulico (Figura 4.3).

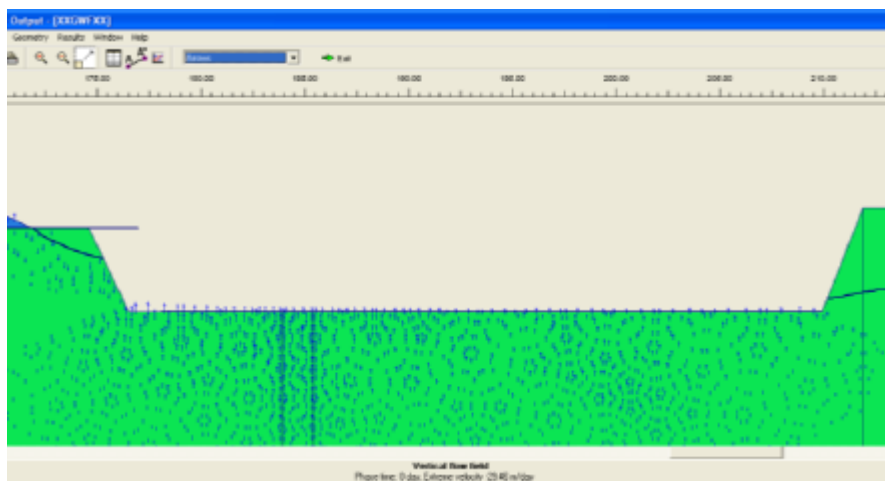


Figura 4.3 - Vectors da velocidade vertical na zona da escavação para NAA = 128.5 m (Plünnecke, 2014).

Foram estudados dois grupos de nós. No círculo vermelho estão os nós 19576 e 19816. No círculo verde estão os nós 19817 e 19818. Os círculos correspondem a nós com valores de coordenadas “x” idênticos, para que o comprimento do percurso de fluxo que atravessa os dois nós seja a diferença dos “y” (Figura 4.4).

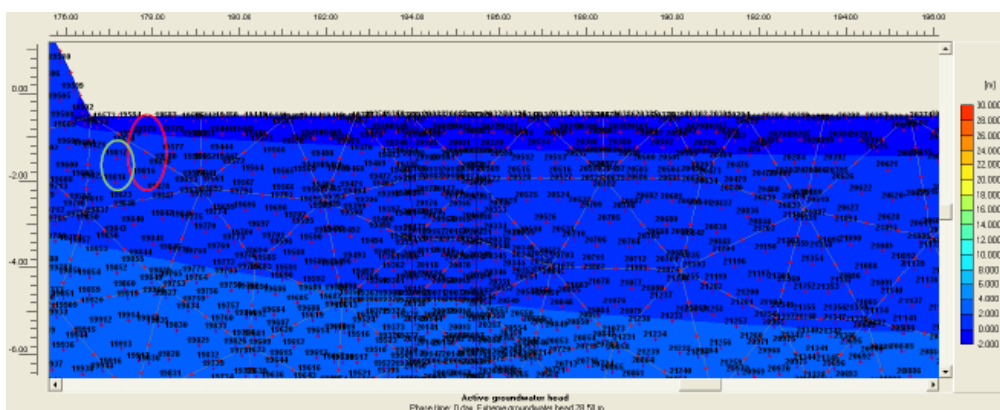


Figura 4.4 - Posição dos nós estudados (Plünnecke, 2014).

Os gradientes obtidos foram de 0,925 e 0,779. Estes valores são bastante elevados sabendo que o gradiente crítico é de 1. Pode-se concluir que de facto é imprescindível executar um filtro, de granulometria adequada, que cumpra as regras de execução de filtros para prevenir a erosão interna (Tabela 4.1 e Tabela 4.2)

Tabela 4.1 - Cálculo do gradiente hidráulico no círculo vermelho da Figura 4.4. NAA = 128,5 m.

Nós	19576	19816	
x (m)	177,849	177,830	
H (m)	0,013	0,901	$\Delta H=0,888$ m
y (m)	-0,907	-1,867	$\Delta y=0,96$ m
$i_{vert} = \frac{\Delta H}{\Delta y}$			<b>0,925</b>

Tabela 4.2 - Cálculo do gradiente hidráulico no círculo verde da Figura 4.4. NAA = 128,5 m.

Nós	19817	19818	
x(m)	177,189	177,159	
H	0,665	1,096	$\Delta H=0,431$ m
y(m)	-1,455	-2,008	$\Delta y=0,553$ m
$i_{vert} = \frac{\Delta H}{\Delta y}$			<b>0,779</b>

#### 4.2.2.2 Caudal total no sistema de drenagem

Para analisar o novo sistema de drenagem a autora determinou o caudal em duas secções (T1 e T2) como apresentado na Figura 4.5 e calculou a diferença entre elas, para quantificar o fluxo que é colectado para a vala de drenagem:

$$Q_{total} = (T_1 - T_2) \times L \quad (6)$$

Para converter os caudais obtidos nas secções em caudais reais, os resultados da subtracção foram multiplicados pelo comprimento da zona que alimenta o sistema de drenagem.

Esse comprimento foi calculado assumindo que a distância entre cada um dos 85 poços de alívio é de 25m.

$$L = 85 \times 25 = 2100 \text{ m}$$

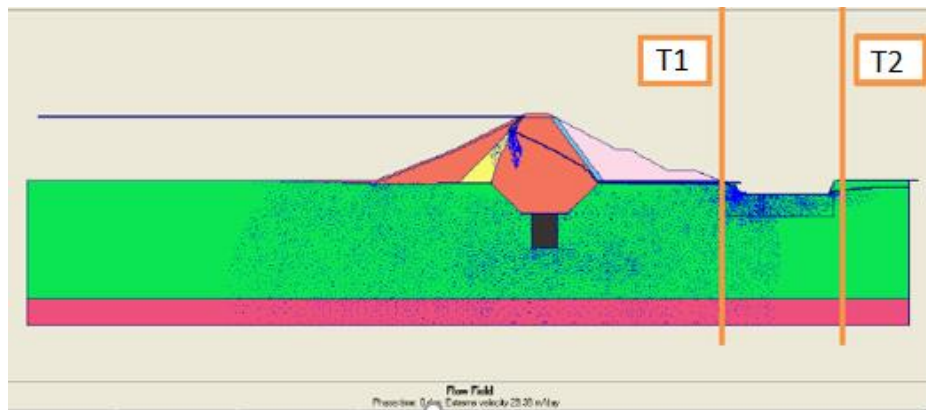


Figura 4.5 - Posições das seções T1 e T2 (Plünnecke, 2014).

Pela Tabela 4.3 conclui-se que os resultados obtidos, em termos de caudais, são superiores ao cenário da situação actual (Tabela 3.6). No caso do nível da albufeira de 112 m o aumento é de 52%, no caso do nível de máxima cheia o aumento é de 42%. Na solução apresentada as forças de percolação serão maiores, o que aumenta o risco de levantamento hidráulico por baixo da berma, assim como o risco de *piping*. Salienta-se uma vez mais a necessidade de garantir a sobrecarga adicional (resultante do prolongamento da banquetta) e de poder dispor de um filtro adequado.

Tabela 4.3 - Caudal total na vala de drenagem para a solução i).

NAA (m)	T <sub>1</sub> (m <sup>3</sup> /s/m)	T <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> /s/m)	Q <sub>total</sub> (m <sup>3</sup> /s)
112	1,56E-4	-2,43E-6	0,33
128,5	4,05E-4	-1,34E-5	0,88

De acordo com os resultados acima obtidos, esta proposta, apesar de solucionar os problemas identificados, apresenta ainda algum risco, pois apresenta gradientes de saída próximos do crítico e caudais percolados superiores à situação actual. Deste modo a solução fica muito

dependente de uma boa execução do filtro para que se possa atenuar o possível arraste de pequenas partículas, evitando o *piping*.

## 4.3 Modelação da solução ii) proposta

### 4.3.1 Definição do modelo

Com o modelo da situação actual calibrado (no capítulo 3), procedeu-se à modelação da solução proposta (referida em 2.5). A proposta consiste em executar um aterro, a jusante, ao longo da margem direita da barragem e criar uma albufeira entre as duas estruturas, através da percolação que ocorre da barragem e da fundação.

A cota que se estabeleceu para a albufeira entre as duas estruturas (reservatório) foi definida com base num estudo de percolação, feito em drenagem livre, com  $NMC = 128,5$  m, para aferir a que cota a linha freática surgia no paramento de jusante. Para isso, fixou-se uma condição de fronteira a montante da barragem e outra a jusante do aterro. Através deste processo concluiu-se que a cota do reservatório é de 113 m.

Por uma questão de segurança assume-se como valor mínimo de folga, o valor estabelecido na regulamentação portuguesa de pequenas barragens, isto é, 1 m (NPB, 1993).

No mesmo documento jurídico está imposta a largura mínima de 3 m para o coroamento de pequenas barragens de terra. Neste caso, o valor adoptado foi um pouco maior que o mínimo, cerca de 5 m.

Os materiais constituintes do aterro foram estudados admitindo dois cenários: aterro homogéneo e aterro heterogéneo. Com esse estudo concluiu-se que a constituição do aterro não é relevante, desde que mais impermeável que a fundação, condição a que obedecem os materiais presentes no terreno, os quais têm um comportamento satisfatório já comprovado na barragem de Massingir. Posto isto, optou-se por modelar o aterro como homogéneo e com um material idêntico ao do núcleo da barragem.

O aterro é munido de um sistema de drenagem composto por um filtro vertical e horizontal. Para a definição das secções dos filtros foi calculada a capacidade de vazão, que determina a capacidade para escoar o caudal a que são sujeitos, admitindo que o escoamento é plano (Dias, 2015).

Nas Figura 4.6 e Figura 4.7 estão representados os filtros implementados no aterro.

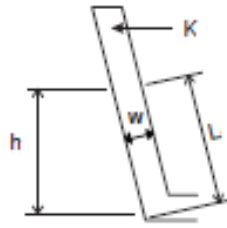


Figura 4.6 - Filtro "chaminé" (Dias, 2015).

$$Q_{\text{filtro vertical}} = k \times w \times \frac{h}{L} = 10^{-2} \times 1 \times 1 = 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \quad (7)$$

Onde:

$k$  (m/s) coeficiente de permeabilidade do filtro

$w$  (m) largura do filtro

$\frac{h}{L}$  inclinação do filtro

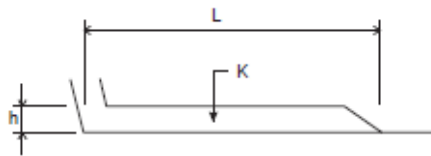


Figura 4.7 - Filtro horizontal (Dias, 2015).

$$Q_{\text{filtro horizontal}} = \frac{k \times h^2}{2 \times L} = \frac{10^{-2} \times 1}{2 \times 26} = 1,92 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \quad (8)$$

Onde:

$k$  (m/s) coeficiente de permeabilidade do filtro

$h$  (m) altura do filtro

$L$  (m) comprimento do filtro

Segundo as Normas de Projecto de Barragens deve-se considerar o coeficiente de segurança como:  $FS = \frac{Q_{filtro}}{Q_{barragem}} \geq 100$  - onde  $Q_{barragem}$  é definido como o caudal que afluí do maciço montante e percola para o filtro em situação de pleno armazenamento. Esse parâmetro foi calculado através do SEEP/W numa secção próxima do filtro e a montante deste. Assim, obteve-se um caudal de  $1,097 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ .

$$FS = \frac{Q_{filtro\ vertical}}{Q_{barragem}} = \frac{10^{-2}}{1,097 \times 10^{-7}} \sim 911577 > 100 \quad (9)$$

$$FS = \frac{Q_{filtro\ horizontal}}{Q_{barragem}} = \frac{1,92 \times 10^{-4}}{1,097 \times 10^{-7}} \sim 1753 > 100 \quad (10)$$

Deste modo, a condição imposta foi verificada e a largura adoptada para os filtros é de 1 m. Por razões construtivas um valor inferior não é, habitualmente, possível executar. Recorrendo ao SEEP/W constata-se que a linha freática se encontra dentro do filtro, mostrando desta forma a eficácia do sistema de drenagem no corpo da barragem.

Do ponto de vista da segurança, quanto menos inclinados os taludes, maior a estabilidade, mas também maior será o custo associado. Tendo em conta que o material principal do aterro é argiloso, as inclinações dos taludes admitidas foram de 1:2.5 (V:H). Estas inclinações seguem as inclinações presentes na barragem, o que tem coerência, uma vez que os materiais adoptados são semelhantes (Marcelino, 2009).

A Tabela 4.4 resume as características gerais que foram adoptadas na proposta de implementação do aterro.

Tabela 4.4 - Características do aterro a contruir na solução ii).

<b>COTA DO COROAMENTO</b>	114 m
<b>INCLINAÇÃO DOS TALUDES</b>	1:2.5
<b>FOLGA</b>	1 m
<b>ALTURA DO ATERRO</b>	10 m
<b>LARGURA DO COROAMENTO</b>	5 m

A materialização desta solução resulta no aparecimento de um reservatório entre a barragem e o aterro, devido ao débito de água vindo da barragem, maioritariamente da fundação. A existência de água neste reservatório é essencial para que a solução obtenha bons resultados. De outro modo a solução torna-se ineficaz. Por isso, foi calculado quanto tempo demoraria o reservatório a encher até à cota esperada de 113 m.

Analisando as variações de NAA ao longo dos anos através da Figura 2.22, obteve-se um valor médio de 115 m, representativo do nível de água na albufeira.

Através da expressão (3) , conclui-se que o caudal captado no sistema de drenagem da barragem é:

$$Q_{total} = -2420.9 + 23.22 \times 115 = 249.4 \text{ l/s}$$

A secção do reservatório é equivalente a uma forma trapezoidal, onde as bases maior e menor são respectivamente 64 m e 10 m, com uma altura de 9 m. A extensão do reservatório é igual à extensão da margem direita, uma vez que é paralela a esta, ou seja, tem um comprimento de 3129 m. Assim, o volume do reservatório é:

$$V = \frac{64 + 10}{2} \times 9 \times 3129 = 1\,041\,957 \text{ m}^3$$

O tempo de enchimento do reservatório até à cota 113 m será:

$$T = \frac{1\,041\,957}{0.2494} \approx 4177855 \text{ s} \Leftrightarrow 48 \text{ dias}$$

Ao fim de 48 dias o reservatório atingirá o seu pleno armazenamento, ficando o paramento do maciço jusante da barragem parcialmente submerso. Como se sabe, o paramento de jusante das barragens não está preparado para ficar submerso. Assim sendo, a protecção vegetal terá de ser substituída por *riprap*, sobre material de transição, para fazer face ao contacto permanente com a água (Santana, 2015).

Ao longo da história da barragem foram feitas várias intervenções de reparações entre as quais o *grouting* faz parte. Esta aplicação, foi feita ao longo de um troço da margem direita, entre o perfil PK1+800 e o PK2+500, que engloba o perfil em estudo, PK2+000.

Seguidamente é apresentada uma análise onde foram estudados dois cenários para a situação actual situação: um com tratamento da fundação em baixo do núcleo e outro, mais desfavorável, sem tratamento.

Pode-se observar na Figura 4.8 a secção que serviu para o cálculo dos caudais.

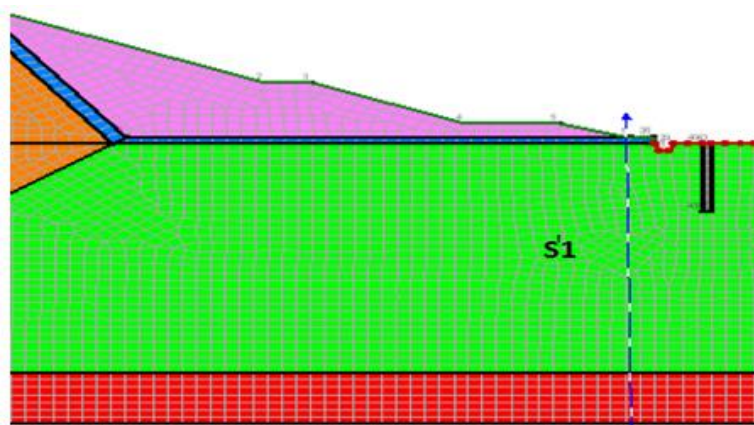


Figura 4.8 - Posição da secção para o estudo da eficiência do *grouting*.

Observando os resultados da Tabela 4.5 conclui-se que o *grouting* por baixo do núcleo não tem um efeito relevante, uma vez que os caudais percolados pela fundação e que afluem às secções críticas são idênticos. Em consequência disso, optou-se por estudar um cenário sem *grouting* por baixo do núcleo.

Tabela 4.5 - Caudais totais na situação actual para os cenários com e sem *grouting*.

NAA (m)	$Q_{S,1}$ (m <sup>3</sup> /s/m) Com <i>Grouting</i>	$Q_{S,1}$ (m <sup>3</sup> /s/m) Sem <i>Grouting</i>
128,5	2,24E-04	2,76E-04

Na Figura 4.9 está representada a solução de reabilitação proposta no presente trabalho. A distância do aterro ao poço de alívio foi admitida igual à distância da barragem ao poço de alívio (5 m). No SEEP/W foi efectuada uma análise de sensibilidade a essa distância e concluiu-se que os resultados obtidos eram indiferentes a esse parâmetro.

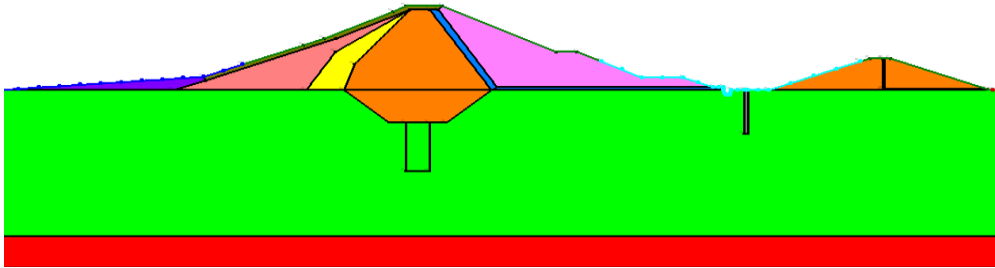


Figura 4.9 – Modelação da solução de reabilitação proposta.

## 4.4 Análise dos resultados

### 4.4.1 Considerações gerais

A discussão dos resultados é feita com base nos gradientes obtidos e nos caudais percolados, em pontos ou secções específicas particularmente sensíveis. Os níveis de água na albufeira adoptados para a obtenção dos resultados foram: 125 m, que corresponde ao nível de pleno armazenamento e 128,5 m que corresponde ao nível de máxima cheia.

### 4.4.2 Comparação da solução ii) proposta com a situação actual

#### 4.4.2.1 Gradientes hidráulicos

Um dos objectivos da implementação do dique a jusante é o aumento do caminho de percolação, o que faz com que a energia se dissipe ao longo de um percurso mais longo e se consiga minimizar as forças de percolação na zona do pé de jusante da barragem, para evitar fenómenos de levantamento hidráulico. As forças de percolação verticais ascendentes são as que contribuem para esse fenómeno.

Os gradientes hidráulicos, apenas os verticais (dado que são estes que põem em causa a segurança), foram estudados em três zonas diferentes: na zona da vala de drenagem, na soleira do poço de alívio e na zona do pé de jusante do aterro (Figura 4.10). Os níveis da albufeira considerados foram, como acima se referiu, 128,5 m = NMC e 125 m = NPA.

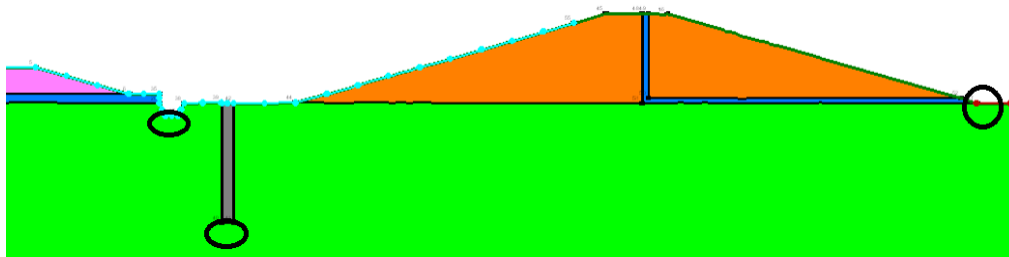


Figura 4.10 - Zonas de análise de gradientes na solução de reabilitação proposta.

Com base na Tabela 4.6 é possível verificar que os gradientes diminuíram, com a solução proposta, relativamente ao que se verifica actualmente. Fazendo uma análise em pormenor para os dois níveis de albufeira, na situação actual, o gradiente mais elevado localiza-se na vala de drenagem sendo de 0,7, na solução proposta neste trabalho, a situação mais desfavorável ocorre no pé de jusante do aterro com um gradiente de 0,3. O sinal negativo no gradiente na soleira do poço de alívio representa a admissão de água naquele local, o que resulta das condições de fronteira impostas no presente cálculo, que definem como constante a carga hidráulica. Isto é, naquela zona há entrada de caudal para o sistema.

Outra preocupação era que o problema actual fosse projectado para jusante quando se construísse o dique. Na verdade, a zona a jusante do dique passa a ser a zona mais sensível, porém, como há um aumento significativo do caminho de percolação e como, sensivelmente a meio, se impõe uma carga mais baixa que a da barragem, o gradiente à saída é relativamente baixo, cerca de 0,3. Estes resultados estão, portanto, relacionados com um gradual decréscimo da carga e com o aumento da distância de percolação. Pode-se, portanto, afirmar que, de grosso modo, o gradiente foi reduzido para metade e aumentou-se a segurança para o dobro.

Tabela 4.6 - Comparação do gradiente hidráulico da situação actual com a solução proposta.

NAA (m)		Vala de drenagem	Poço de alívio	Pé de jusante (aterro)
125	Solução Proposta	0,05	-0,22	<u>0,3</u>
	Situação Actual	<u>0,7</u>	0,3	-
128,5	Solução Proposta	0,01	-0,14	<u>0,3</u>
	Situação Actual	<u>0,7</u>	0,4	-

#### 4.4.2.2 Caudal total

De acordo com a metodologia de análise de resultados foi estudada a evolução do caudal ao longo da obra, através de cinco secções implementadas no modelo da solução ii) proposta (Figura 4.11).

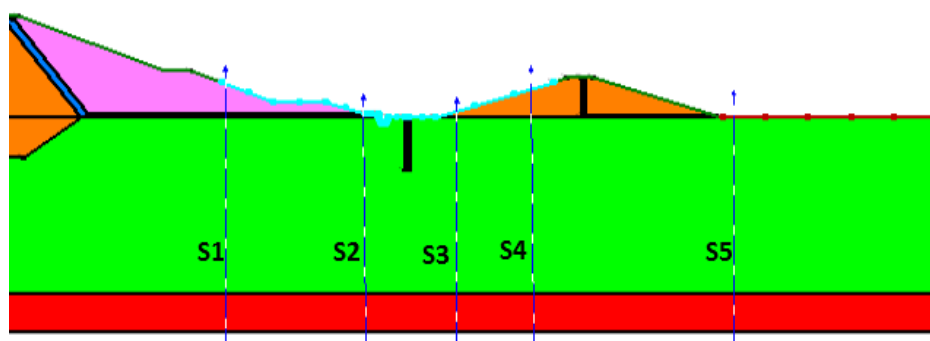


Figura 4.11-Posição das secções para a avaliação de caudais na solução de reabilitação proposta.

Na Tabela 4.7 consegue-se observar uma melhoria significativa em termos de caudal que percola a fundação. Essa melhoria traduz-se numa redução do caudal perdido pela albufeira. Embora em termos de quantidade de água perdida pela albufeira, este valor não seja muito significativo, uma vez que esta tem uma capacidade de 2570E6 m<sup>3</sup>, a diminuição do caudal evita o surgimento de fenómenos erosivos. A zona anteriormente problemática entre S'1 e S'2 fica submersa, logo os problemas nesta zona são anulados. Na nova proposta, a zona potencialmente crítica é S<sub>5</sub>, por isso, foi aí calculado o caudal que atravessa a fundação:

$$Q_{total} = (S_5) \times 3129 \quad (11)$$

Para a situação actual o caudal foi obtido da seguinte forma:

$$Q_{total} = S'1 \times 3129 \quad (12)$$

Tabela 4.7 - Comparação dos caudais da solução de reabilitação proposta com a situação actual.

NAA (m)	$S_1$ (m <sup>3</sup> /s/m)	$S_2$ (m <sup>3</sup> /s/m)	$S_3$ (m <sup>3</sup> /s/m)	$S_4$ (m <sup>3</sup> /s/m)	$S_5$ (m <sup>3</sup> /s/m)	$Q_{total}$ Solução proposta (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{total}$ Situação actual (m <sup>3</sup> /s)
125	1,49E-4	1,41E-4	3,37E-4	3,38E-04	1,23E-04	0,38	0,59
128,5	1,89E-04	1,76E-04	3,43E-04	3,44E-04	1,26E-04	0,39	0,70

#### 4.4.3 Comparação da solução ii) proposta com a solução i) anterior

##### 4.4.3.1 Gradientes hidráulicos

Pela Tabela 4.8 observa-se claramente que, para o nível de máxima cheia os gradientes verticais diminuem substancialmente com a nova solução proposta. Na solução anterior os gradientes registados a jusante da barragem são elevados, porém não constituem uma situação de risco, uma vez que acima da fundação existe um filtro, que se supõe bem dimensionado e um aterro (banqueta, com cerca de 8 m de altura) que garante a estabilidade mecânica.

Assim, as duas soluções garantem a resolução do problema, embora se baseiem em conceitos diferentes.

Tabela 4.8 - Comparação dos gradientes da solução anterior com os da solução de reabilitação proposta.

NAA (m)	Solução proposta			Solução anterior	
	Vala de drenagem	Poço de alívio	Pé de jusante (aterro)	Pé de jusante (barragem)	Pé de jusante (barragem)
128,5	0,01	-0,14	0,3	0,925	0,779

##### 4.4.3.2 Caudal total

Na Tabela 4.9 as secções analisadas estão em locais diferentes. Na solução proposta,  $S_5$ , corresponde ao pé de jusante do aterro e no caso da solução anterior,  $T_1$ , corresponde ao pé de jusante da barragem. Na solução proposta o caudal perdido pela fundação é menor, apesar de serem dois reservatórios a contribuírem para a saída de água. Embora o caudal perdido não seja uma preocupação grande, a nova solução é mais favorável.

Tabela 4.9 - Comparação dos caudais da solução anterior com os da solução de reabilitação proposta.

NAA (m)	Solução proposta (m <sup>3</sup> /s/m)	Solução anterior (m <sup>3</sup> /s/m)
	S <sub>5</sub>	T <sub>1</sub>
<b>128,5</b>	1,26E-04	4,05E-4

#### 4.4.4 Optimização da solução

Dada à dimensão da obra, um aspecto relevante refere-se ao volume do aterro que será necessário mobilizar para fazer a executar. Neste caso, para fazer um dique contínuo (referido em 4.3.1) ao longo da extensão total da margem direita, com certa de 3129 m, é necessário um volume total de aterro de 1 098 009 m<sup>3</sup>. A esta escala qualquer redução no volume por metro de obra se traduz numa economia muito significativa, pelo que o princípio geral de que o volume de aterro a transportar deverá ser o mínimo possível, adquire neste caso um significado especial.

Assim sendo, a autora realizou um estudo da variação da altura do dique e, consequentemente, a altura do reservatório, com vista a minorar o volume de terras aplicado na obra.

Como inicialmente foi apresentada neste trabalho, a proposta, daqui em diante designada por A, consiste num dique de 10 m de altura, com a cota de reservatório de 113 m. Na sequência do referido acima, apresenta-se uma nova proposta (B), que é sugerida como uma nova iteração. Na proposta B, o dique exibe metade da altura e o nível do reservatório é reduzido para 108 m (Figura 4.12).

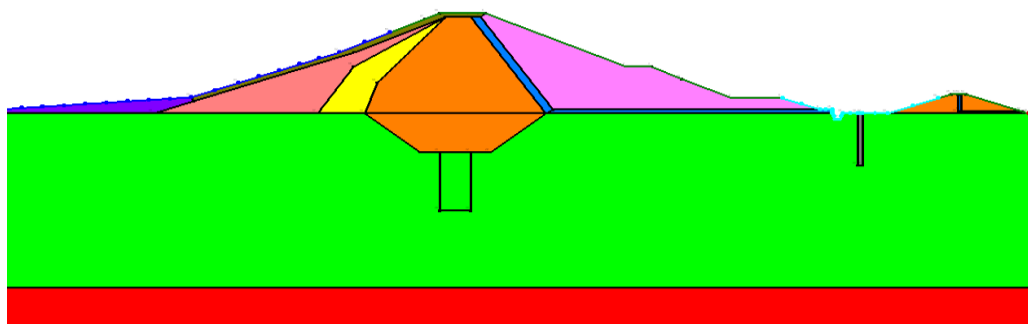


Figura 4.12 - Representação esquemática da solução de reabilitação proposta B.

Tal como explicado anteriormente no presente trabalho, na proposta A, a definição do modelo foi elaborada com recurso à drenagem livre para obtenção do nível do reservatório (113 m) que, por sua vez, culminou com na altura do aterro (114 m) (Figura 4.13). No caso da proposta

B, o processo é inverso. Em primeiro lugar é fixada a altura do aterro na cota 109 m e, com a implementação da folga mínima, ou seja, 1 m é obtida a cota do reservatório (108 m) (Figura 4.14).

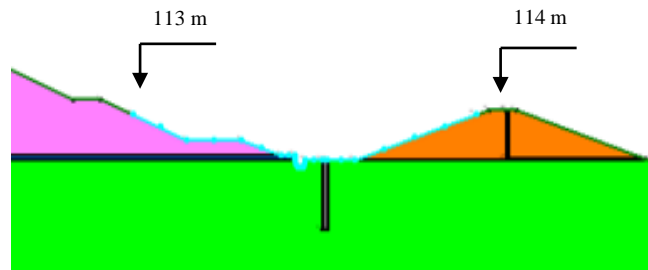


Figura 4.13 - Representação esquemática da solução de reabilitação proposta A.

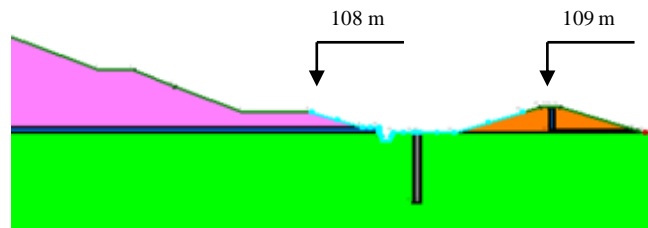


Figura 4.14 - Representação esquemática da solução de reabilitação proposta B.

Comparando o gradiente hidráulico obtido por cada uma das propostas, pode-se concluir que os gradientes baixaram relativamente à proposta apresentada inicialmente. A Tabela 4.10 demonstra que, enquanto o gradiente hidráulico mais gravoso na proposta A é de 0,3, na proposta B é de 0,2, ou seja, reduz-se 33%. Apesar do caminho de percolação ter sido reduzido, tal facto é compensado pela redução da carga adjacente ao terreno, devido à diminuição da altura do reservatório. É importante salientar que em ambas as propostas é no pé de jusante do dique que é apresentado o cenário mais pessimista.

Tabela 4.10 – Comparação dos gradientes hidráulicos nas soluções A e B propostas (NAA = 125 m).

	Vala de drenagem	Poço de alívio	Pé de jusante aterro
<b>Solução proposta B</b>	0,01	0,05	<u>0,2</u>
<b>Solução proposta A</b>	0,05	-0,22	<u>0,3</u>

Embora a proposta B seja mais económica em volume de aterro e mais competente a nível geotécnico, demonstra-se indispensável a implementação de um descarregador, dado o aumento da probabilidade de galgamento do dique com a redução da sua altura abaixo do nível do reservatório esperado.

Para além do gradiente hidráulico, também é essencial avaliar a eficiência da proposta B no que se refere à quantidade de caudal que sai do sistema, sendo que, neste caso, é superior relativamente à da proposta A, tal como se pode constatar na Tabela 4.11. Na proposta B, a saída do caudal dá-se pelo descarregador e pela fundação na zona do pé de jusante do dique. Efectivamente, o caudal que percola pela fundação é de apenas  $0,18 \text{ m}^3/\text{s}$   $\{(S_5^B) \times 3129\}$ , inferior ao que acontece na proposta A ( $0,38 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Tabela 4.11- Comparação dos caudais percolados nas soluções A e B propostas (NAA = 125 m).

NAA (m)	$S_1^B$ ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )	$S_2^B$ ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )	$S_3^B$ ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )	$S_4^B$ ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )	$S_5^B$ ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )	$Q_{total}$ Solução proposta B ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$Q_{total}$ Solução proposta A ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
125	1,99E-04	1,92E-04	2,20E-04	2,20E-04	5,71E-05	0,62	0,38

$$\text{Solução proposta B } Q_{total} = (S_1^B) \times 3129 \quad (13)$$

$$\text{Solução proposta A } Q_{total} = (S_5^A) \times 3129 \quad (14)$$

Para a solução B proposta, conforme exemplificado na Figura 4.15, propõe-se a implementação de um descarregador de soleira livre, com um caudal descarregado calculado segundo a seguinte lei de vazão:

$$Q = 0.385 \times \sqrt{2g} \times L \times H^{3/2} \quad (13)$$

Em que:

- Q caudal descarregado;
- g aceleração da gravidade;
- L largura do descarregador;
- H carga hidráulica.

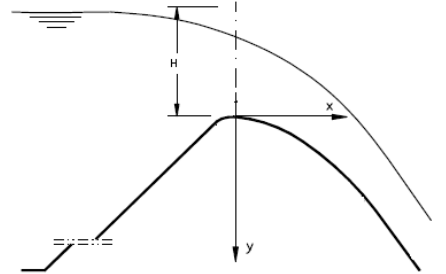


Figura 4.15 - Descarregador com soleira livre. Adaptada de (Caldeira, 2001).

Para obter a largura (L) do descarregador foi admitida uma carga hidráulica de 0,2 m, podendo assim a lâmina de água subir até à cota 108,2 m. O cálculo do caudal do descarregador adoptado foi obtido pela diferença de caudais da secção  $S_1^B$  com  $S_5^B$ :

$$Q = (1,99 \times 10^{-4} - 5,71 \times 10^{-5}) \times 3129 = 0,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0,44 = 0,385 \times \sqrt{2 \times 10} \times L \times 0,2^{3/2} \leftrightarrow L = 2,89 \text{ m} \approx 3 \text{ m}$$

Conclui-se que, para além da competência da proposta B ser muito relevante como se viu relativamente aos gradientes e caudais, o volume de aterro a mobilizar é de 651 459 m<sup>3</sup>, cerca de metade relativamente ao da opção inicialmente proposta.

Em termos económicos, definiu-se um valor corrente por m<sup>3</sup> de 2.10 €, tendo em conta as actividades de transporte, colocação e compactação. Assim conclui-se que a proposta B possibilita a redução do orçamento da obra para um valor inferior em cerca de 937 700 € relativamente à proposta A, com um custo médio final indicativo de 1 368 000 €.

Face à proposta i) (3 167 000 €), a proposta B também se considera economicamente mais vantajosa.



## 5 Considerações finais

### 5.1 Conclusões

O trabalho realizado permitiu um estudo aprofundado da percolação na barragem de Massingir, localizada em Moçambique. Ao longo de cerca de 4612 m de comprimento ergue-se esta importante barragem, no rio dos Elefantes. Desde a sua inauguração, em 1977, que apresenta sinais de percolação excessiva ao longo da fundação, situação que se mantém actualmente, que compromete a segurança da estrutura e limita a sua operacionalidade. Numa situação limite poderá mesmo levar à ruptura da barragem com a libertação de um volume que em situação de NPA é de 2570 milhões de m<sup>3</sup> de água.

A zona onde se encontram as patologias mais preocupantes é a jusante, na margem direita, com o aparecimento de ressurgências na vala de drenagem e junto aos poços de alívio. Estas ressurgências são acompanhadas de material fino, indício de ocorrência de *piping* na fundação. Face a esta situação é urgente uma intervenção cuidada e preventiva, que possibilite a estabilidade hidráulica na fundação.

Com este trabalho pretendeu-se conceptualizar uma reabilitação que minimize a erosão interna na fundação para valores admissíveis. Para o efeito foi utilizado o programa de elementos finitos, SEEP/W, que possibilitou a execução de um modelo calibrado e validado da proposta de solução. Essa garantia foi atribuída por compatibilidade dos resultados do modelo com os dados de observação do LNEC, filtrados e tratados por a autora.

A solução modelada consiste na construção de um aterro com cerca de 5 m de altura,  $\frac{1}{6}$  da altura da barragem de Massingir, bem como a execução de um reservatório entre as duas

estruturas, com uma cota inferior ao NPA em 17 m. Esta solução pode ser observada no Anexo F, num modelo em 3D, onde a barragem está a cinza e o aterro a verde escuro, dando uma visão geral e mais realista do projecto proposto.

Apesar desta solução contribuir com mais *input* de água no local, devido ao reservatório, constatou-se que a quantidade de água que sai do sistema é da mesma ordem de grandeza da actual e o caudal que percola pela fundação diminuiu de  $0,59 \text{ m}^3/\text{s}$  para  $0,18 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Assim sendo, a concretização do aterro, associada ao reservatório, permite a diminuição do *piping* no pé de jusante da barragem, uma vez que o peso da água faz contrabalançar as pressões exercidas nas partículas susceptíveis de arraste. Por outro lado, com esta solução permite-se aumentar o caminho de percolação em 38 m e de forma gradual permite-se um decréscimo da carga hidráulica ao longo da fundação. Por conseguinte, o gradiente de saída do aterro é reduzido de 0,7 para 0,2, o que se traduz num aumento de segurança para mais que o triplo.

## 5.2 Desenvolvimentos futuros

Como desenvolvimento futuro propõe-se um estudo com um maior detalhe na caracterização da barragem, considerando os aspectos construtivos da banquetta e uma maior especificação nos materiais presentes na fundação.

A margem direita da barragem tem um comprimento de 3129 m e no decorrer deste trabalho foi considerado o perfil tipo B para caracterizar toda a extensão. Sugere-se, em estudo futuro, que se englobe também o perfil C, que está presente na margem direita da barragem perto do vale principal.

Apesar de não alterar a concepção da solução proposta, a execução de um modelo em 3D poderá dar uma maior visão global das patologias presentes na barragem.

## 6 Bibliografia

- AICEP Portugal Global*. (s.d.). Obtido de <http://www.portugalglobal.pt/PT/Paginas/Index.aspx>
- Alonso, Olivella, & Pinyol. (2005). *A review of Beliche dam*.
- Antão, A. M. (s.d.). *Mecânica dos Solos C*. Lisboa: FCT/UNL.
- ARA-Sul*. (2016). Obtido de <http://www.ara-sul.co.mz/>
- ARA-Sul, & Bellier, C. e. (2007). *Manual de operação e controle dos instrumentos de auscultação*.
- Caldeira, L. (2001). *Curso de Exploração e Segurança de Barragens*. Lisboa: Instituto da Água.
- Cedergren, H. (1989). *Seepage, Drainage, and Flow Nets*.
- CIABM. (2008). *Relatório do inquérito ao acidente da barragem de Massingir*. Maputo.
- COBA. (1969 a)). *Aproveitamento da barragem de Massingir: Volume 1-Memória geral*.
- COBA. (1969 b)). *Aproveitamento da barragem de Massingir: Volume 2-Estudos da barragem*.
- COBA. (1969 c)). *Aproveitamento da barragem de Massingir: Volume 3- Estudos Hidráulicos*.
- COBA. (1969 d)). *Aproveitamento da barragem de Massingir-Peças desenhadas*.
- COBA. (1983). *Dossier de peças desenhadas*.
- Dias, F. M. (2015). *Filtros em barragens de aterro: caracterização da permeabilidade*. Tese de Mestrado: FCT/UNL.
- Durham University Community*. (s.d.). Obtido de <http://community.dur.ac.uk/~des0www4/cal/dams/emba/seep.htm>
- Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 1000-1024.

- Geology. (2016). Obtido de <http://geology.about.com/library/bl/maps/blafrica.htm>
- Geostudio. (2012). *Seepage Modeling with SEEP / W*.
- Google Maps. (s.d.). Obtido de <https://www.google.pt/maps>
- ICOLD. (2016). Obtido de [http://www.icold-cigb.org/GB/World\\_register/general\\_synthesis.asp](http://www.icold-cigb.org/GB/World_register/general_synthesis.asp)
- LNEC. (2010 a)). *Acidente da barragem de Massingir*.
- LNEC. (2010 a)). *Inspecção anual de segurança das barragens de Massingir, Corumana, Pequenos Libombos e Macarretane: Barragem de Massingir-Relatório intercalar de interpretação dos dados de observação*. Lisboa: LNEC.
- LNEC. (2011). *Inspecção anual de segurança das barragens de Massingir, Corumana, Pequenos Libombos e Macarretane: Barragem de Massingir*. Lisboa: LNEC.
- Maranha, E., & Caldeira, L. (s.d.). *Reabilitação de pequenas barragens de aterro*.
- Marcelino, J. (2009). *Projecto, construção e exploração de pequenas barragens de aterro*. Lisboa: LNEC.
- Marcelino, J., & Portugal, J. (2012). Monitoring the behaviour of Massingir dam in Mozambique. *54º Congresso Brasileiro do Concreto*. Lisboa: LNEC.
- Mata, C. M. (2013). *Aplicação de retro-análise em obras subterrâneas*. Tese de Mestrado: FCT/UNL.
- Neves, E. M., Caldeira, L., & Pinheiro, A. (2015). *Projecto, construção e observação de pequenas barragens de aterro*. Lisboa: IST Press.
- Neves, M. d. (s.d.). Sebenta.
- NP EN 1997. (2010). *Eurocódigo 7-Projecto Geotécnico, Parte 1:Regras Gerais*. IPQ.
- NPB. (1993). Obtido de [http://www.oern.pt/documentos/legislacao/portarias/P846\\_93.pdf](http://www.oern.pt/documentos/legislacao/portarias/P846_93.pdf)
- Plünnecke, C. (2014). *Rehabilitation Concept for the Massingir Embankment Dam, Mozambique*. MSc. Thesis : Technische Universitat Braunschweig.
- Plünnecke, C., & Marcelino, J. (s.d.). *Rehabilitation of the Massingir embankment dam: A concept based on finite element seepage analysis*.
- RSB. (1993). *Regulamento de Segurança de Barragens: Normas para barragens de aterro*.
- Santana, M. T. (2015). *Apontamentos da disciplina de obras de Terra: Percolação*. Lisboa: FCT/UNL.
- Sobrinho, A. d. (1981). *A cheia de Fevereiro de 1977 no rio dos Elefantes em Massingir e sua repercussão no baixo Limpopo*.

Unas, M. S. ( 2010). *Estudo Experimental e Numérico de Problemas de Percolação em Modelo Reduzido*. Tese de Mestrado: FEUP.

*Xitizap*. (2016). Obtido de [http://zapper.xitizap.com/xitizap%2039/index\\_files/Page351.htm](http://zapper.xitizap.com/xitizap%2039/index_files/Page351.htm)



## Anexos

### Anexo A

Tabela A.6.1 - Intervenientes na Obra (Silva, Portugal, Sousa e Sibia).

<b>Intervenientes na obra</b>	
<b>Dono da obra</b>	ARA-Sul
<b>Projectista</b>	COBA (1969)
<b>Gestão da barragem</b>	ARA-SUL
<b>Empreiteiros</b>	Tâmega e Sorefame
<b>Controlo laboratorial</b>	LEM com o apoio do LNEC

## Anexo B

Tabela B.6.2 - Instrumentos de auscultação (LNEC, 2011).

	Número	Perfis
<b>Medidor de caudal</b>	1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• PK0+600 {na vala de drenagem}</li> <li>• São medidos os caudais dentro dos 85 poços de alívio</li> </ul>
<b>Piezómetros hidráulicos de tubo aberto</b>	20+40	<p><u>No corpo da barragem</u></p> <p>- Dique da margem direita:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• PK 0+450 (4)</li> <li>• PK 0+600 (1)</li> <li>• PK 0+800 (3)</li> <li>• PK 1+050 (1)</li> <li>• PK 1+300 (3)</li> <li>• PK 2+000 (3)</li> </ul> <p>- Barragem principal:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• PK 3+130 (2)</li> <li>• PK 3+300 (3)</li> </ul> <p><u>Na vala de drenagem</u></p> <p>Entre os poços de alívio da margem da direita (40)</p>
<b>Piezómetros eléctricos</b>	18	<p><u>No corpo da barragem</u></p> <p>- Dique da margem direita:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• PK 0+450 (3)</li> <li>• PK 0+800 (3)</li> <li>• PK 1+300 (3)</li> <li>• PK 2+000 (3)</li> </ul> <p>- Barragem principal:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• PK 3+130 (3)</li> <li>• PK 3+300 (3)</li> </ul>

# Anexo C

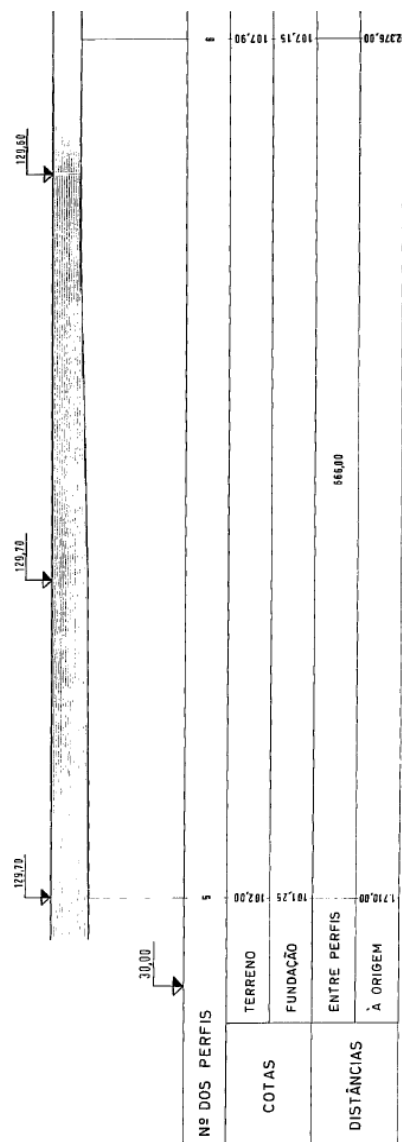


Figura C.6.1 - Parte do perfil longitudinal (COBA, 1969 d)).



## Anexo D



Figura D.6.3 - Aparecimento de água no paramento montante da vala de drenagem do dique da margem da direita (arquivo pessoal de Eng<sup>o</sup> João Marcelino).



Figura D.6.4 - Aparecimento de água no paramento montante da vala de drenagem do dique da margem da direita (arquivo pessoal de Eng<sup>o</sup> João Marcelino).



Figura D.6.5 - Aparecimento de água que sai do piezômetro (arquivo pessoal de Eng° João Marcelino).



Figura D.6.6 - Descarga de fundo após o acidente de 2008 (arquivo pessoal de Eng° João Marcelino).



Figura D.6.7 - Descarga de fundo após o acidente de 2008 (arquivo pessoal de Engº João Marcelino)

## Anexo E

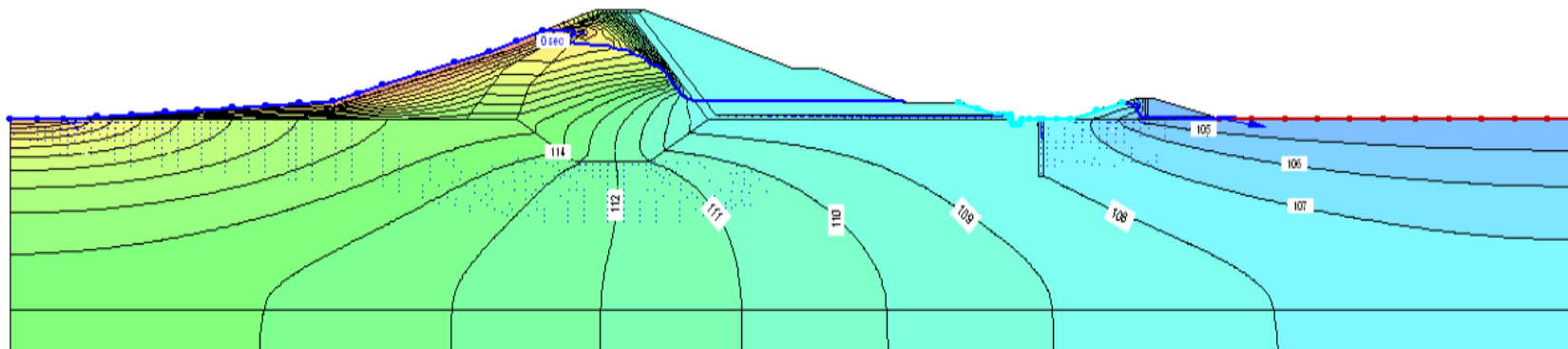


Figura E.6.8 - Carga total hidráulica na proposta final B (NAA = 125 m).

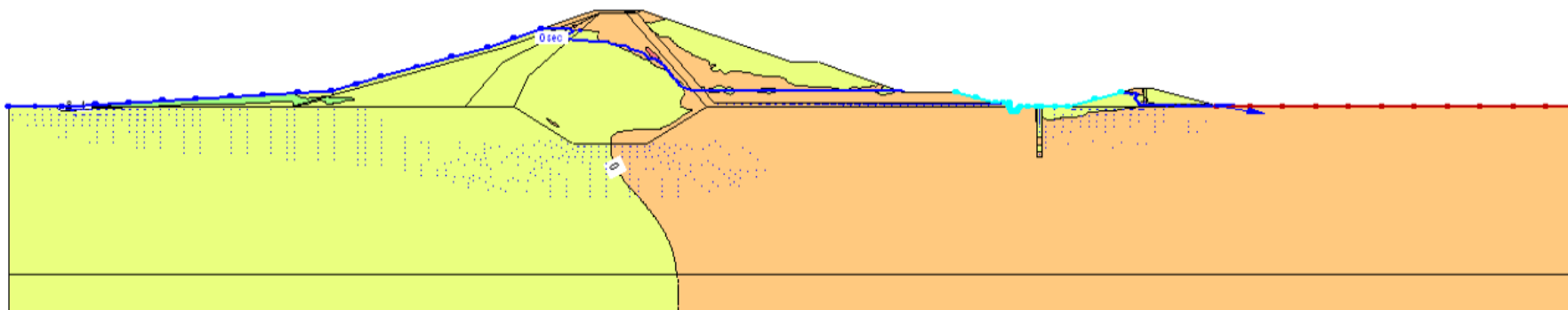


Figura E.6.9 - Gradiente hidráulico vertical na proposta final B (NAA = 125 m).

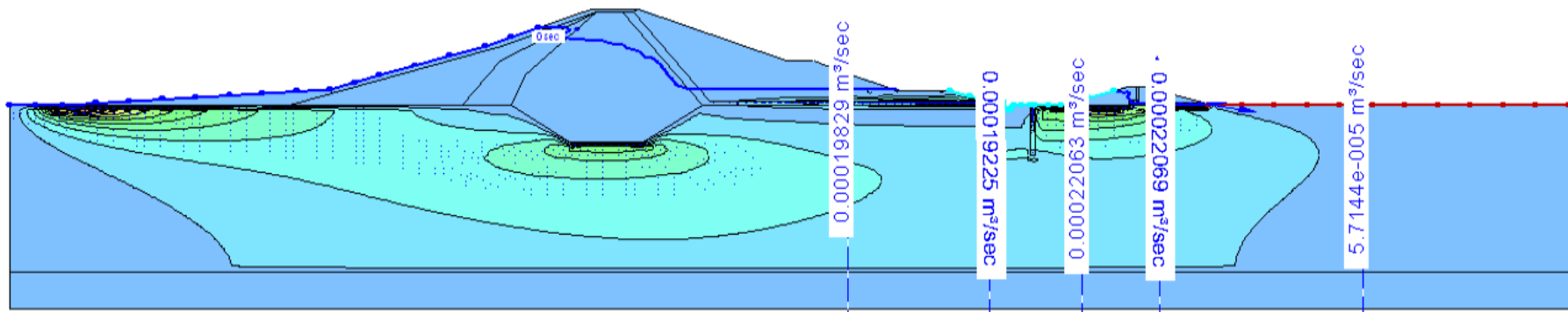


Figura E.6.10 - Caudal na proposta final B (NAA = 125 m).

## Anexo F

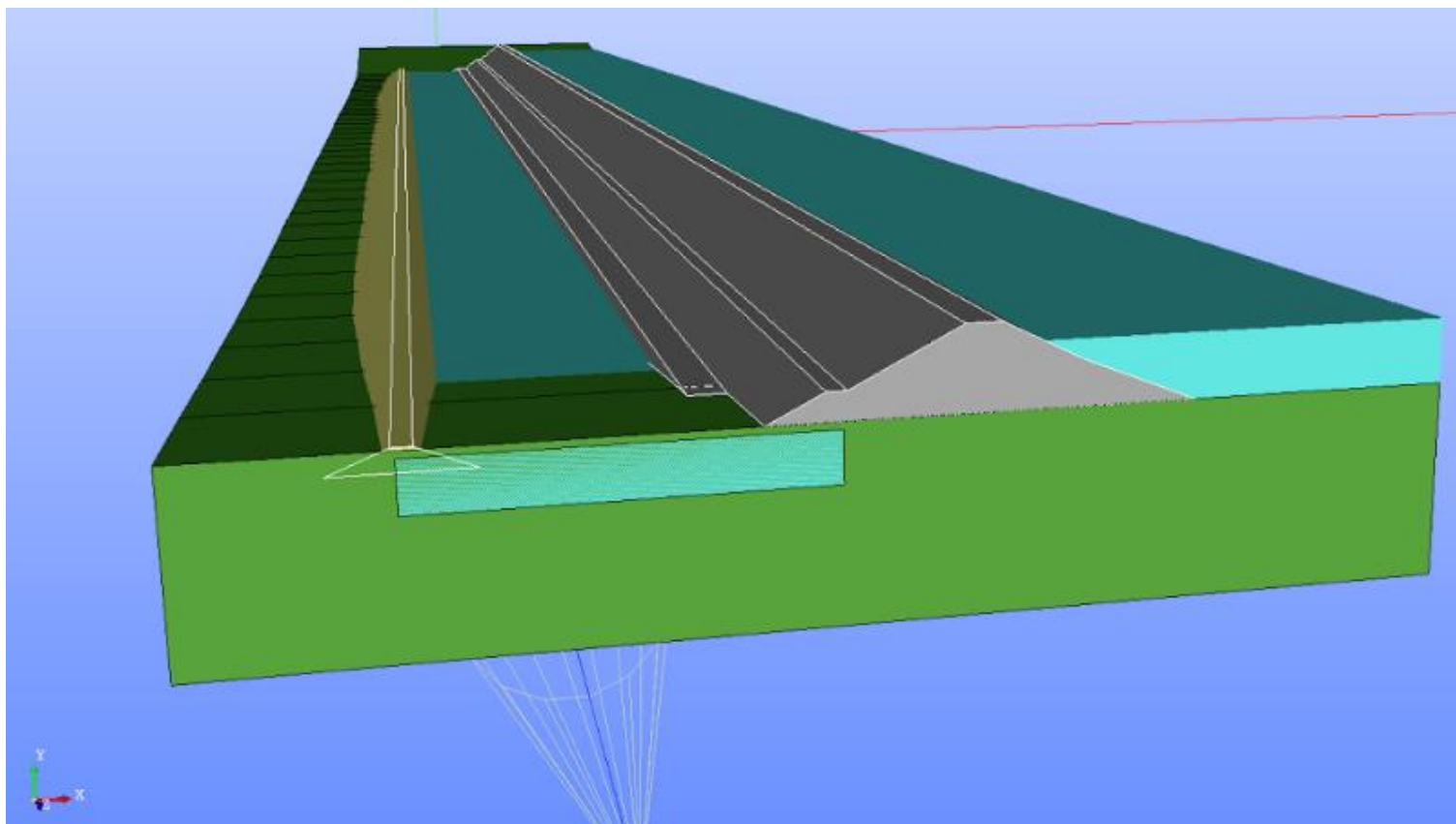


Figura F.6.11 - Modelação em 3D da proposta final B em Salome Meca.