



Magda Wu de Vasconcelos e Sá

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Modelos descontínuos na análise tridimensional do comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: João Rocha de Almeida, Professor Associado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientadora: Maria Luísa Mendes de Vasconcelos Braga Farinha, Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Presidente: Professor Doutor José Nuno Varandas

Arguente: Doutora Noemi Schclar Leitão

Vogal: Professor Doutor João C. G. R. Almeida



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2019

Magda Wu de Vasconcelos e Sá
Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

**Modelos descontínuos na análise
tridimensional do comportamento
hidromecânico de fundações de
barragens gravidade**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: João Rocha de Almeida, Professor Associado, Faculdade
de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientadora: Maria Luísa Mendes de Vasconcelos Braga Farinha,
Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de
Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Novembro 2019

Modelos descontínuos na análise tridimensional do comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade

“Copyright” Magda Wu de Vasconcelos e Sá, da FCT/UNL e da UNL.

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 objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação representa o culminar de muitos anos de trabalho e dedicação que apenas se tornou possível com a ajuda de diversas pessoas, às quais eu quero agradecer em particular:

Ao meu orientador, Professor Doutor João Rocha de Almeida, por todo o apoio, disponibilidade e boa disposição que demonstrou. Foi um prazer aprender e trabalhar com ele durante o meu percurso académico. Agradeço em especial pela oportunidade única de trabalhar no LNEC que me proporcionou.

À minha co-orientadora, Doutora Maria Luísa Braga Farinha, por toda a sabedoria, disponibilidade e paciência para comigo durante a minha estadia no LNEC. O seu acompanhamento foi essencial nesta última etapa do meu percurso. Quero agradecer particularmente pelas suas palavras de motivação e pela constante demonstração de preocupação para comigo.

Ao Doutor Nuno Monteiro Azevedo, cuja imensa sabedoria e boa disposição me inspirou diariamente. Agradeço em especial pela sua inesgotável paciência a ensinar e a esclarecer dúvidas sobre o módulo computacional que desenvolveu.

Ao LNEC por me ter concedido a oportunidade de desenvolver a minha dissertação no âmbito do projeto de investigação “DAMFA: Soluções de ponta para a avaliação sustentável das fundações de barragens de betão” que está a ser desenvolvido em parceria com a NOVA.ID.FCT – Associação para a Inovação e Desenvolvimento da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa.

Ao Doutor Sérgio Oliveira, aos representantes da EDP – Energias de Portugal e da APA - Agência Portuguesa do Ambiente que me permitiram acompanhar uma visita de inspeção à barragem do Covão do Meio, mostrando-se sempre disponíveis para esclarecer todas as minhas dúvidas.

Aos alunos de doutoramento do Departamento de Barragens de Betão do LNEC, em especial André Alegre e Miguel Rodrigues, pelo companheirismo e apoio.

A todos os meus colegas de faculdade que me acompanharam durante este percurso, em especial, Bruna Fornasier, Catarina Fonseca, Filipe Almeida, Gonçalo Freitas, Nuno Ribeiro, Pedro Cabral e Roberto Carlos.

Aos meus amigos de Macau de longa data, Carlos Almeida, Joana Queirós e Tomás Mota, por todo o companheirismo e motivação.

Ao João, o amor da minha vida e companheiro de todas as horas. Nada disto teria sido possível sem a força que me transmitiu, a paciência e o amor incondicional.

Um agradecimento especial aos meus pais, por todo o esforço e incentivo que proporcionaram ao longo da minha vida e do meu percurso académico. Ao meu pai, a quem eu dedico esta tese, pois sem a sua existência nenhum sonho teria sido possível alcançar.

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se um estudo do escoamento em maciços rochosos de fundação de barragens de betão utilizando modelos descontínuos tridimensionais que simulam a interação hidromecânica.

O estudo desenvolvido é aplicado a uma barragem gravidade com a secção transversal de uma barragem existente em Portugal, pelo que no início da dissertação se apresentam os principais aspetos relativos a barragens gravidade e às principais causas da sua rotura. Faz-se também uma breve referência a três barragens visitadas durante o desenvolvimento desta dissertação. São apresentados os fundamentos necessários para a compreensão do comportamento hidromecânico e apresentam-se estudos de verificação e validação de modelos hidromecânicos através do módulo computacional Parmac3D-Fflow usado neste trabalho.

Foram desenvolvidos dois modelos hidromecânicos tridimensionais do conjunto barragem/fundação, com uma malha larga e com uma malha refinada, tendo em consideração a existência de cortina de impermeabilização e de sistema de drenagem na fundação. Foram utilizados dois modelos que simulam o comportamento mecânico de forma idêntica, mas em que o comportamento hidráulico é simulado de maneira diferente. Um dos modelos foi calibrado de modo a os dois modelos fornecerem os mesmos valores de pressão e caudal. Em todos os casos estudados são analisadas duas situações de comportamento da fundação: i) comportamento não-linear da junta de ligação barragem/fundação e comportamento elástico da zona fraturada da fundação e ii) comportamento não-linear da junta de ligação barragem/fundação e da zona fraturada da fundação. Com base nos resultados obtidos é feita ainda uma análise à estabilidade da barragem em estudo através do método de redução de resistências.

Os resultados obtidos mostram que com os modelos hidráulicos descontínuos utilizados neste trabalho é possível simular não só o escoamento em meios contínuos como o comportamento hidromecânico tridimensional no maciço rochoso de uma barragem de betão.

Palavras-chave: modelos descontínuos tridimensionais, análise hidromecânica, fundações de barragens

ABSTRACT

This dissertation presents a study of seepage through the rock mass foundations of concrete dams, using three-dimensional discontinuum models which simulate the hydromechanical interaction.

The study carried out is applied to a gravity dam with the cross section of an operating Portuguese dam and therefore the main aspects regarding gravity dams and their main causes of failure are firstly presented. A brief reference is made to three dam inspections that took place during the development of this dissertation. The main aspects concerning the hydromechanical behavior of dam foundations are presented along with validation studies of hydromechanical models that were carried out using the computer program Parmac3D-Fflow.

Two three-dimensional hydromechanical models of the dam/foundation system were developed, with a large mesh and a fine mesh, taking into account the existence of a grout curtain and a drainage system in the dam foundation. In the two models used in this study the mechanical behavior is treated in a similar manner, but the hydraulic behavior is simulated in a different way. One of the models was calibrated in such a way that the same water pressures and quantity of water flowing through the foundation were obtained with both models. In all the analysis carried out, two different foundation behaviors were assumed: i) nonlinear behavior of the dam/foundation interface and elastic behavior of the dam foundation discontinuities and ii) nonlinear behavior of both the dam/foundation interface and of the dam foundation discontinuities. Based on the results obtained, stability analysis for determination of the safety factor was also carried out using the strength reduction method.

The results of the numerical analysis show that the discontinuum hydraulic models used in this study not only allow the simulation of flow in continuum media, but also enable the simulation of the three-dimensional hydromechanical behavior of concrete dam rock mass foundations.

Keywords: three-dimensional discontinuum models, hydromechanical analysis, dam foundations

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objetivos e metodologia	2
1.3	Organização da dissertação	4
2	BARRAGENS GRAVIDADE.....	5
2.1	Considerações iniciais	5
2.2	Breve revisão histórica	7
2.3	Funcionamento estrutural	9
2.4	Problemas associados a barragens gravidade	10
2.5	Regulamentação e controlo de segurança em barragens.....	12
2.6	Visita a barragens	14
2.6.1	Barragem de Covão do Meio	14
2.6.1.1	Principais características da obra.....	14
2.6.1.2	Observações efetuadas durante a visita.....	17
2.6.1.3	Sistema de observação	18
2.6.2	Barragem de Lagoa Comprida.....	20
2.6.3	Barragem da Aguieira.....	22
3	COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS	25
3.1	Considerações iniciais	25
3.2	Principais características dos maciços rochosos de fundação de barragens de betão	27
3.3	Comportamento hidromecânico das descontinuidades do maciço.....	29
3.4	Modelos numéricos	31
3.4.1	Modelos contínuos e descontínuos	31
3.4.2	Análise descontínua através do módulo computacional Parmac3D-FFlow	32
3.4.2.1	Modelo mecânico.....	34
3.4.2.2	Modelo hidráulico.....	35
3.4.2.3	Modelo hidromecânico	38
4	VALIDAÇÃO DO MODELO HIDROMECÂNICO DO MÓDULO COMPUTACIONAL PARMAC3D-FFLOW.....	39
4.1	Considerações iniciais	39
4.2	Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal	39

4.2.1	Geometria, condições de fronteira e propriedades dos materiais	40
4.2.2	Procedimento de cálculo	43
4.2.3	Modelos numéricos	44
4.2.4	Análise de resultados	47
4.2.5	Aproximação entre os modelos de escoamento	50
4.3	Simulação de escoamento através de um meio contínuo	53
4.3.1	Solução analítica	53
4.3.2	Procedimento de cálculo	55
4.3.3	Modelos numéricos	55
4.3.4	Análise de resultados	56
4.3.4.1	Material homogéneo	56
4.3.4.2	Dois materiais	59

5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO HIDROMECAÂNICO DA FUNDAÇÃO DE UMA BARRAGEM GRAVIDADE63

5.1	Considerações iniciais	63
5.2	Geometria, condições de fronteira e propriedades dos materiais	64
5.3	Procedimento de cálculo	68
5.4	Modelos numéricos	69
5.5	Análise de resultados	71
5.5.1	Potencial hidráulico	71
5.5.2	Pressões da água na base da barragem	80
5.5.3	Caudal percolado	84
5.5.4	Análise de estabilidade	86

6 CONCLUSÕES91

6.1	Aspetos relevantes dos estudos efetuados	91
6.2	Recomendações e sugestões para estudos futuros	92

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....93

ANEXO - VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MÓDULO COMPUTACIONAL PARMAC3D97

A1.1	Consola	97
A1.2	Pórtico	103

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Vista de jusante da barragem do Monte Novo - barragem gravidade	6
Figura 2.2 - Vista do lado da margem direita da barragem de Alqueva - barragem abóbada.....	6
Figura 2.3 - Vista de jusante da zona em betão da barragem do Caia - estrutura de contrafortes	6
Figura 2.4 - Ruínas da barragem <i>Sadd el-Kafara</i> (http://www.hydraproject.info/en/egypt-sadd-al-kafara-dam/relevance9).....	7
Figura 2.5 - Esboço de um perfil transversal triangular de uma barragem gravidade (http://www.lassp.cornell.edu/sethna/SimScience/cracks/advanced/image/gshape.gif)	8
Figura 2.6 - Perfil tipo de uma barragem gravidade e principais ações a ter em conta no seu dimensionamento	9
Figura 2.7 - Barragem de Bouzey, França (http://aufildesmotsetdelhistoire.unblog.fr/2009/09/04/la-catastrophe-de-bouzey-88-le-27-avril-1895)	11
Figura 2.8 - Ruínas da barragem de Austin, Texas (https://www.usbr.gov/ssle/damsafety/TechDev/DSOTechDev/DSO-98-05.pdf).....	12
Figura 2.9 - Esquema em planta do vale glacial de Loriga (https://s3.amazonaws.com/gs-geo-images/48127685-add3-4130-83ec-8e84d79e90fd.jpg)	14
Figura 2.10 - Barragem de Covão do Meio	15
Figura 2.11 - Passagem pedonal do coroamento da barragem de Covão do Meio	16
Figura 2.12 - Barragem de Covão do Meio (http://cnpgeb.apambiente.pt/gr_barragens/gbingles/CovaodoMeiodesIng.htm)	16
Figura 2.13 - Fendilhação no coroamento - barragem de Covão do Meio	17
Figura 2.14 - Descarga de fundo aberta - barragem de Covão do Meio	18
Figura 2.15 - Equipamentos de monitorização - barragem de Covão do Meio	19
Figura 2.16 - Equipamentos de monitorização	20
Figura 2.17 - Barragem de Lagoa Comprida (http://cnpgeb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/LagoaCompridades.htm).....	21
Figura 2.18 - Vista da albufeira da barragem de Lagoa Comprida.....	21
Figura 2.19 - Vista do paramento de jusante da barragem da Agueira.....	22
Figura 2.20 - Barragem da Agueira (http://cnpgeb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Agueirades.htm)	23

Figura 3.1 - Perfil transversal típico de uma barragem gravidade (adaptado de Fell et al. 2005).....	26
Figura 3.2 - Diagrama de pressões numa barragem sem sistema de drenagem	27
Figura 3.3 - Diagrama de pressões numa barragem com sistema de drenagem.....	27
Figura 3.4 - Abertura mecânica	30
Figura 3.5 - Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para juntas (adaptado de Bretas, 2012).....	33
Figura 3.6 - Ciclo de cálculo do modelo mecânico	34
Figura 3.7 - Modelo de elemento de interface (adaptado de Farinha et al., 2018).....	35
Figura 3.8 - Modelos de interface mecânico e hidráulico (adaptado de Farinha et al., 2018)	36
Figura 3.9 - Abertura hidráulica (adaptado de Monteiro Azevedo e Farinha, 2015)	37
Figura 3.10 - Ciclo de cálculo do modelo hidromecânico	38
Figura 4.1 - Geometria do modelo de análise do escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal	40
Figura 4.2 - Interfaces e respetivos materiais constituintes	41
Figura 4.3 - Modelos numéricos dos blocos e da descontinuidade horizontal.....	45
Figura 4.4 - Deformadas dos blocos (ampliadas 1000 vezes).....	46
Figura 4.5 - Variação da pressão de água ao longo da descontinuidade horizontal para os modelos 1, 2 e 3.....	47
Figura 4.6 - Variação da abertura hidráulica ao longo da descontinuidade horizontal para o modelo 4, para cada carregamento vertical.....	49
Figura 4.7 - Variação da pressão de água ao longo da descontinuidade horizontal para o modelo 4, para cada carregamento vertical.....	50
Figura 4.8 - Variação do caudal escoado através de elementos de canais de escoamento consoante o fator λ aplicado para o modelo hidráulico.....	51
Figura 4.9 - Variação do caudal escoado através de elementos de canais de escoamento consoante o fator λ aplicado para o modelo hidromecânico	52
Figura 4.10 - Geometria do modelo de simulação do escoamento através de um meio contínuo	54
Figura 4.11 - Malhas utilizadas na análise do escoamento	56
Figura 4.12 - Geometria do modelo constituído por um material homogéneo	56
Figura 4.13 - Variação de pressão ao longo do domínio considerado para as malhas A e B, para elementos de interface com diferentes aberturas.....	58

Figura 4.14 - Variação do caudal com a abertura hidráulica	59
Figura 4.15 - Geometria do modelo constituído por dois materiais de permeabilidades diferentes	60
Figura 4.16 - Variação de pressão ao longo do domínio considerado para as malhas A e B, para elementos de interface com diferentes aberturas.....	61
Figura 5.1 - Corte transversal da barragem de Penha Garcia (http://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Penhagarciaades.htm)	63
Figura 5.2 - Geometria dos modelos adotados para a barragem e fundação.....	65
Figura 5.3 - Modelo hidromecânico da barragem e fundação (malha A)	70
Figura 5.4 - Modelo hidromecânico da barragem e fundação (malha B)	70
Figura 5.5 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha A: modelo 1, sem dispositivos de controlo do escoamento.....	72
Figura 5.6 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha A: modelo 2, com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem	73
Figura 5.7 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha A: modelo 3, com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem.....	74
Figura 5.8 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha A: modelo 4, sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem	75
Figura 5.9 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha B: modelo 1, sem dispositivos de controlo do escoamento.....	76
Figura 5.10 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha B: modelo 2, com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem	77
Figura 5.11 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha B: modelo 3, com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem.....	78
Figura 5.12 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha B: modelo 4, sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem	79
Figura 5.13 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha A: modelo 1, sem dispositivos de controlo do escoamento.....	80
Figura 5.14 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha A: modelo 2, com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem	80
Figura 5.15 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha A: modelo 3, com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem	81

Figura 5.16 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha A: modelo 4, sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem.....	81
Figura 5.17 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha B: modelo 1, sem dispositivos de controlo do escoamento.....	82
Figura 5.18 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha B: modelo 2, com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem.....	82
Figura 5.19 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha B: modelo 3, com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem	83
Figura 5.20 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha B: modelo 4, sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem.....	83
Figura 5.21 - Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de redução do ângulo de atrito para os modelos sem dispositivos de controlo do escoamento	88
Figura 5.22 - Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de redução do ângulo de atrito para os modelos com ambos os dispositivos de controlo do escoamento	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classe da barragem.....	13
Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do material.....	41
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas dos elementos de interface	42
Tabela 4.3 - Propriedades hidráulicas da descontinuidade horizontal e aceleração gravítica considerada nas análises	43
Tabela 4.4 - Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal	48
Tabela 4.5 - Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal para cada carregamento do modelo 4	50
Tabela 4.6 - Valores de caudal e permeabilidade equivalente	57
Tabela 4.7 - Valores de caudal e permeabilidade equivalente	60
Tabela 4.8 - Comparação dos valores analíticos de pressões e caudais com os valores obtidos com o modelo numérico (malha A)	62
Tabela 4.9 - Comparação dos valores analíticos de pressões e caudais com os valores obtidos com o modelo numérico (malha B)	62
Tabela 5.1 - Valores adotados para cada análise da barragem.....	65
Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas dos materiais	66
Tabela 5.3 - Propriedades mecânicas dos elementos de interface	67
Tabela 5.4 - Propriedades mecânicas dos elementos de interface em regime não linear.....	67
Tabela 5.5 - Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento (CE)	68
Tabela 5.6 - Características dos modelos tridimensionais	71
Tabela 5.7 - Caudais percolados (malha A).....	85
Tabela 5.8 - Caudais percolados (malha B).....	85
Tabela 5.9 - Fatores de segurança em regime elástico.....	87
Tabela 5.10 - Fatores de segurança em regime não linear	87

LISTA DE SÍMBOLOS

a	abertura da descontinuidade; largura do coroamento [L]
A	área da secção transversal; área do elemento plano de interface [L ²]
a_h	abertura hidráulica [L]
a_{max}	abertura hidráulica máxima [L]
a_{min}	abertura hidráulica mínima [L]
a_o	abertura da descontinuidade com tensão normal nula [L]
c	coesão [L ⁻¹ MT ⁻²]
E	módulo de elasticidade; módulo de Young [L ⁻¹ MT ⁻²]
F_{int}	forças internas [LMT ⁻²]
g	aceleração gravítica [LT ⁻²]
G	módulo de distorção; módulo de rigidez [L ⁻¹ MT ⁻²]
H	altura; altura da barragem [L]
H_j	altura de água a jusante da barragem [L]
H_m	altura de água a montante da barragem [L]
i	gradiente hidráulico bidimensional [LL ⁻¹]
I	momento de inércia [L ⁴]
k	permeabilidade [L ²]
k_{ce}	fator de permeabilidade do canal de escoamento; fator de permeabilidade da interface de escoamento [LM ⁻¹ T]
k_f	condutividade hidráulica [LT ⁻¹]
k_n	rigidez normal associada ao elemento de interface [L ⁻² MT ⁻²]
k_s	rigidez tangencial associada ao elemento de interface [L ⁻² MT ⁻²]
k_w	módulo de compressibilidade da água [L ⁻¹ MT ⁻²]
l	comprimento [L]

L	comprimento [L]
M_y	componente do momento interno resultante direcionado ao longo do eixo y [L ² MT ⁻²]
p	pressão do fluído [M L ⁻¹ T ⁻²]; peso uniformemente distribuído [MT ⁻²]
p_m	pressão na interface [M L ⁻¹ T ⁻²]
P_{NH}	pressão no nó hidráulico [M L ⁻¹ T ⁻²]
q	caudal por unidade de largura [L ³ T ⁻¹]
Q	caudal [L ³ T ⁻¹]
$Q_{ESC\ interface}$	caudal escoado através de elementos de interface [L ³ T ⁻¹]
$Q_{ESC\ canais}$	caudal escoado através de elementos de canais [L ³ T ⁻¹]
s	segundo [T]
t	tempo [T]
t_h	espessura do elemento de interface [L]
u_n	abertura mecânica de uma descontinuidade; deslocamento normal da junta [L]
v	velocidade; velocidade de escoamento [LT ⁻¹]
ν_k	viscosidade cinemática do fluido [L ² T ⁻¹]
w	pseudo largura [L]
y	cota; profundidade [L]
z	cota; distância a um plano horizontal arbitrário [L]
γ	peso específico [L ⁻² MT ⁻²]
γ_r	peso específico do maciço rochoso [L ⁻² MT ⁻²]
γ_w	peso específico da água [L ⁻² MT ⁻²]
δ	deslocamento [-]
Δt	passo de cálculo [T]

λ	fator multiplicativo [-]
μ	viscosidade dinâmica do fluido [$L^{-1}MT^{-1}$]
ρ	densidade; massa volúmica [$L^{-3}M$]
ρ_w	densidade da água; massa volúmica da água [$L^{-3}M$]
σ	tensão [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_c	tensão de compressão [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_n	tensão normal [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_t	tensão de tração [$L^{-1}MT^{-2}$]
τ	tensão de corte [$L^{-1}MT^{-2}$]
τ_{max}	tensão de corte máxima [$L^{-1}MT^{-2}$]
ν	coeficiente de Poisson [-]
Φ	potencial hidráulico [L]
φ	ângulo de atrito; ângulo de atrito interno [-]

LISTA DE SIGLAS

APA	Agência Portuguesa do Ambiente
EDP	Energias de Portugal
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
ICOLD	Comissão Internacional de Grandes Barragens
INAG	Instituto da Água
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NMC	Nível máximo de cheia
NOVA.ID.FCT	Associação para a Inovação e Desenvolvimento da FCT
NPA	Nível de pleno armazenamento
RPB	Regulamento de Pequenas Barragens

LISTA DE ABREVIATURAS

2D	2 dimensões
3D	3 dimensões
CE	canal de escoamento
NH	nó hidráulico
EL	elástico linear
NL	não elástico

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Barragens são estruturas artificiais desenvolvidas pelo ser humano com o intuito de possibilitar a retenção de grandes quantidades de água. Desta forma, tornaram-se um elemento essencial para a adaptação da civilização humana ao ambiente natural e para a melhoria da qualidade de vida das populações. No passado, as barragens eram construídas a fim de proporcionar o abastecimento de água. No entanto, com o desenvolver das civilizações, a exploração destas estruturas estendeu-se também a outras finalidades, sendo que a sua utilização se foca sobretudo na regularização dos caudais dos rios, controlo de cheias, irrigação, navegação e produção de energia elétrica.

Porém, as barragens possuem um risco potencial muito elevado. De forma a precaver a perda de vidas humanas e os danos irreversíveis aliados a uma possível rotura de uma barragem, é essencial a existência de um controlo de segurança através do acompanhamento do comportamento das obras ao longo do tempo e da sua comparação com os resultados de modelos numéricos que simulem o seu comportamento.

Verifica-se que a maior parte das roturas que ocorreram em barragens de betão se deveram a problemas no maciço rochoso de fundação. As barragens de betão são fundadas em maciços rochosos de natureza descontínua, habitualmente com elevados graus de heterogeneidade e anisotropia. Consequentemente, os maciços de fundação são normalmente submetidos a trabalhos de melhoria das suas características mecânicas e hidráulicas e de controlo e observação do escoamento.

Nos maciços rochosos de fundação, o escoamento de água ocorre fundamentalmente através das descontinuidades e, por conseguinte, existe uma grande interligação entre o comportamento mecânico e o comportamento hidráulico. Variações no estado de tensão do maciço provocam movimentos de abertura e fecho nas diversas descontinuidades, que por sua vez alteram os percursos e a quantidade de água percolada por cada descontinuidade. Estas variações no comportamento hidráulico, por sua vez, provocam alterações no campo de tensões. Deste modo, é óbvia a importância do estudo do comportamento hidromecânico da fundação no controlo de segurança de barragens.

Na sequência do acidente ocorrido na barragem abóboda de Malpasset, em França, em 1959, vários estudos posteriormente efetuados evidenciaram a relevância do comportamento hidromecânico da fundação. Esta interação hidromecânica é um aspeto essencial a ter em conta na avaliação da segurança estrutural de barragens de betão, pois os mecanismos de rotura envolvem maioritariamente descontinuidades do maciço rochoso, a superfície de contacto barragem/fundação ou camadas do maciço de menor resistência.

A análise do comportamento hidromecânico dos maciços rochosos requer o uso de modelos numéricos sofisticados. A simulação deste comportamento exige não só o conhecimento das características mecânicas, hidráulicas e geométricas do maciço e das suas descontinuidades, mas também a possibilidade de representar de forma adequada os sistemas de controlo do escoamento que são usualmente instalados na fundação das barragens de betão. A análise do comportamento pode ser feita através de modelos contínuos equivalentes ou modelos descontínuos. A distinção entre o uso de cada abordagem depende de diversos fatores relativos ao problema em análise, sendo os principais a extensão e espaçamento das descontinuidades e a geometria da fraturação do maciço. É de notar que estas duas abordagens também podem ser utilizadas em simultâneo (Farinha, 2010).

1.2 Objetivos e metodologia

A presente dissertação enquadra-se no Projeto de Investigação do LNEC “Soluções de ponta para a avaliação sustentável das fundações de barragens de betão”, que está a ser desenvolvido em parceria com a NOVA.ID.FCT – Associação para a Inovação e Desenvolvimento da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT/UNL) da Universidade Nova de Lisboa.

Neste trabalho pretende-se verificar a viabilidade da utilização de dois modelos descontínuos tridimensionais para simular a interação hidromecânica da fundação de barragens de betão.

Estes dois modelos simulam o comportamento mecânico de forma idêntica, mas consideram o comportamento hidráulico de maneira diferente. Um dos modelos baseia-se na formulação proposta por Yan e Zheng (2017), segundo a qual o escoamento ao longo das descontinuidades do maciço é simulado através de elementos de interface triangulares. O segundo modelo é uma extensão para 3D do modelo 2D apresentado por Monteiro Azevedo e Farinha (2015), em que se admite que o escoamento se dá através de canais localizados nas arestas dos elementos de interface triangulares que simulam as diferentes descontinuidades.

Para atingir os objetivos deste estudo é necessário:

- i) Verificar se nos modelos analisados é possível representar os sistemas de controle de escoamento instalados na fundação das obras;
- ii) Comparar os resultados obtidos com os dois modelos;
- iii) Verificar se é necessário fazer alguma calibração de modo a obter os mesmos resultados de pressão e caudais;
- iv) Se necessário, proceder à calibração de um dos modelos.

Assim, procede-se à avaliação de duas diferentes abordagens de modelação do escoamento em superfícies discretas. Numa primeira abordagem adota-se a discretização das superfícies de escoamento por elementos finitos triangulares e numa segunda abordagem adota-se uma modelação discreta das mesmas superfícies por meio de canais unidimensionais.

Neste trabalho, a validação de ambos os modelos hidráulicos foi feita usando problemas de escoamento cuja solução analítica é conhecida. Procurou-se ainda verificar a possibilidade de calibração do modelo discreto com canais unidimensionais de modo a se obter uma solução numérica próxima do modelo em que se adota uma discretização contínua das descontinuidades. Os estudos realizados permitiram assimilar conhecimentos sobre o funcionamento do programa de cálculo e adquirir sensibilidade aos valores dos parâmetros mecânicos e hidráulicos utilizados nos cálculos. Apresentam-se em anexo alguns estudos preliminares de verificação e validação do programa de cálculo utilizado neste trabalho.

Analisou-se o comportamento hidromecânico de uma barragem gravidade tendo como referência a geometria da barragem de Penha Garcia, adotando-se uma fraturação idealizada do maciço rochoso. Procurou-se avaliar a influência da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem na distribuição das pressões e nos caudais que atravessam a fundação.

Por fim, realizou-se uma análise de estabilidade da barragem recorrendo aos modelos hidromecânicos descritos. Esta análise tem como objetivo avaliar o desempenho dos dois modelos de escoamento adotados na definição do fator de segurança ao deslizamento.

1.3 Organização da dissertação

A dissertação desenvolve-se ao longo de seis capítulos, os quais se descrevem resumidamente de seguida:

- (i) O primeiro capítulo, que corresponde ao presente capítulo, apresenta o tema abordado no decorrer da dissertação e os objetivos do trabalho;
- (ii) O segundo capítulo apresenta os principais aspetos relativos a barragens gravidade;
- (iii) O terceiro capítulo apresenta os fundamentos teóricos e práticos relativos ao estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens;
- (iv) O quarto capítulo debruça-se sobre estudos de verificação e validação do modelo hidromecânico adotado no módulo de cálculo numérico utilizado na presente dissertação, com o objetivo de ilustrar as suas potencialidades;
- (v) O quinto capítulo apresenta dois modelos numéricos de uma barragem desenvolvidos no âmbito desta dissertação e procede à análise crítica dos resultados obtidos;
- (vi) O sexto capítulo encerra o presente trabalho, apresentando as principais conclusões recolhidas e as perspetivas de futuros desenvolvimentos.

2 BARRAGENS GRAVIDADE

2.1 Considerações iniciais

As barragens são estruturas que evoluíram bastante ao longo do tempo quer a nível de construção quer a nível da sua utilização. As barragens podem ser classificadas quanto à dimensão, finalidade, material constituinte, forma estrutural e capacidade de armazenamento. Segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD), as barragens podem ser classificadas quanto à sua dimensão em grandes barragens e pequenas barragens. De acordo com a ICOLD, designa-se por grande barragem uma barragem que possua altura igual ou superior a 15 m desde a cota mais baixa de fundação até ao coroamento, ou altura compreendida entre os 5 e os 15 m desde que a sua albufeira permita armazenar um volume de água superior a 3 milhões de metros cúbicos.

Classificando as barragens relativamente ao material que as constitui, é possível dividi-las em três grupos: barragens de aterro ou de enrocamento, constituídas por terra e/ou rochas, barragens de alvenaria e barragens de betão. As barragens de betão são estruturas de grande volume, projetadas recorrendo a definições geométricas que permitem uma minimização de tensões de tração, visto que a resistência do betão à tração é muito baixa. A classificação mais comum das barragens de betão é definida quanto ao seu modo de funcionamento. Assim, os principais tipos de barragens de betão são:

- i) Barragem gravidade – caracteriza-se por garantir a sua estabilidade através do seu peso próprio (ver exemplo na Figura 2.1);
- ii) Barragem abóbada – caracteriza-se por ter uma ou mais curvaturas voltadas para montante e transmitir a força da água essencialmente para os encontros e não para o fundo do vale (ver exemplo na Figura 2.2);
- iii) Barragem de contrafortes – caracteriza-se por ser constituída por uma estrutura contínua a montante e suportada a jusante por elementos descontínuos designados por contrafortes, paralelos ao eixo do rio (ver exemplo na Figura 2.3).



Figura 2.1 - Vista de jusante da barragem do Monte Novo - barragem gravidade



Figura 2.2 - Vista do lado da margem direita da barragem de Alqueva - barragem abóbada



Figura 2.3 - Vista de jusante da zona em betão da barragem do Caia - estrutura de contrafortes

Como já referido, o exemplo de aplicação utilizado nesta dissertação baseia-se na geometria de uma barragem gravidade, pelo que se apresenta de seguida informação mais detalhada sobre este tipo de obras, abrangendo os seguintes tópicos: i) breve revisão histórica, ii) funcionamento estrutural e iii) principais problemas associados a este tipo de barragens. Para fazer face a tais problemas, apresentam-se ainda subcapítulos relativos à regulamentação e controle de segurança, que embora estejam incluídos num capítulo dedicado a barragens gravidade, contêm informação que se aplica a todos os tipos de barragens. Para finalizar, apresenta-se uma breve descrição das visitas efetuadas no decorrer da elaboração desta dissertação às barragens de Covão do Meio, de Lagoa Comprida e da Agueira.

2.2 Breve revisão histórica

As barragens gravidade foram o primeiro tipo de barragens construídas, sendo estas constituídas por alvenaria. Estas barragens foram primeiro construídas pelos Egípcios entre 2950 a 2750 AC. Uma barragem egípcia que merece especial referência é a barragem *Sadd el-Kafara*, cujo significado é “barragem dos pagãos”, localizada a sul do Cairo. Esta barragem possuía uma constituição semelhante à de uma barragem de terra, tendo sido coberta por calcário de forma a protegê-la da erosão.



Figura 2.4 - Ruínas da barragem *Sadd el-Kafara*
(<http://www.hydriaproject.info/en/egypt-sadd-al-kafara-dam/relevance9>)

Posteriormente, a civilização romana foi aquela que mais desenvolveu a construção deste tipo de obras, tendo construído barragens gravidade nas regiões da Península Ibérica, Norte de África e Médio Oriente. Foi principalmente na Península Ibérica que os romanos construíram algumas das suas barragens mais importantes (Schnitter, 1994), como a barragem de Alcantarilla e a barragem de Proserpina.

Um exemplo relevante de barragens construídas pelos romanos são as três barragens gravidade na comuna de Subiaco, em Itália, com a finalidade de criar lagos para recreio. Este conjunto de barragens foi considerado uma das primeiras e mais altas barragens construídas pelos romanos, com 40 m de altura (Bretas, 2012).

Uma das barragens mais antigas e ainda em funcionamento encontra-se em Homs, na Síria, tendo sido construída em 284 D.C. Esta barragem cria um dos maiores reservatórios construídos pelos romanos, possuindo 2000 m de comprimento e uma capacidade de $90 \times 10^6 \text{ m}^3$ de água.

A solução estrutural mais utilizada na construção destas obras era o perfil de gravidade com secção trapezoidal. Posteriormente, esta secção transversal evoluiu para a atual secção triangular comum nas barragens gravidade.

A primeira versão de uma barragem gravidade semelhante às atuais foi construída entre 1765 e 1800 no México. Nessa barragem, foi adotada uma secção triangular, cerca de 100 anos antes de ter sido efetivamente dimensionada a secção transversal de barragens gravidade que ainda hoje se adota.

Em meados do século XIX, as barragens começaram a ser dimensionadas através de métodos analíticos. Em 1853, o engenheiro *J. Augustin Tortene de Sazilly* publicou um trabalho científico que definia um critério de dimensionamento de barragens. Este documento demonstrava que o perfil mais vantajoso para uma barragem gravidade seria um perfil triangular com a face vertical voltada para montante (Sazilly, 1853), como se observa na Figura 2.5.

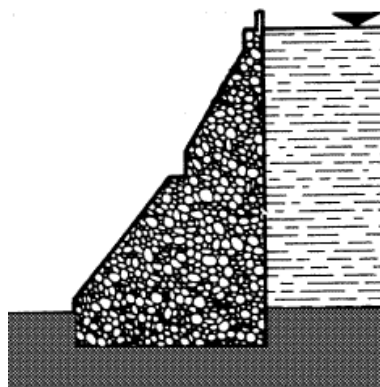


Figura 2.5 - Esboço de um perfil transversal triangular de uma barragem gravidade (<http://www.lassp.cornell.edu/sethna/SimScience/cracks/advanced/image/gshape.gif>)

Os principais avanços no dimensionamento de barragens foram feitos entre 1853 e 1910 por engenheiros britânicos e franceses. Durante este período de tempo, a compreensão da relação entre o peso e o perfil das barragens gravidade e o impulso horizontal da água aumentaram consideravelmente. Em 1910, novos avanços foram feitos à medida que os engenheiros começaram a adotar uma abordagem tridimensional para o dimensionamento de barragens. Reconhecendo a complexidade destas obras, novas técnicas de modelação foram implementadas. Os primeiros estudos de comportamento de barragens foram apoiados em modelos reduzidos (construídos em borracha, gesso, plasticina ou betão) mas com o desenvolvimento e aumento da capacidade dos computadores os estudos passaram a ser feitos recorrendo a modelos numéricos, permitindo a execução de testes mais rigorosos e a possibilidade de verificação da estabilidade estrutural.

2.3 Funcionamento estrutural

As barragens gravidade são estruturas em betão ou alvenaria que resistem ao impulso da água somente através da ação do seu peso próprio. Geralmente o traçado em planta deste tipo de barragens é reto ou com uma ligeira curvatura, com concavidade para jusante (INAG, 2011), e a secção transversal é aproximadamente triangular com a largura da base normalmente superior a 80% da altura. Como se observa na Figura 2.6, no dimensionamento e verificação de segurança das barragens de gravidade consideram-se as seguintes ações principais: i) pressão hidrostática nos paramentos a montante e a jusante, ii) peso próprio da barragem e iii) subpressão na base da barragem.

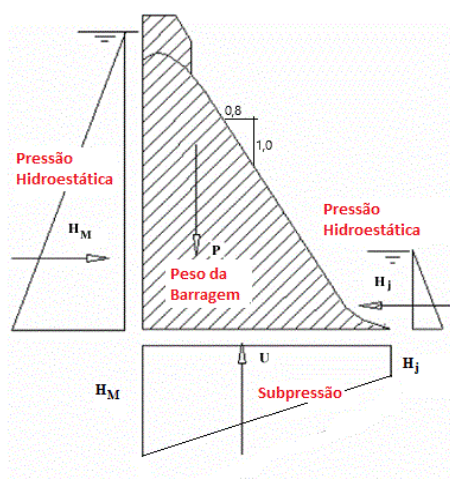


Figura 2.6 - Perfil tipo de uma barragem gravidade e principais ações a ter em conta no seu dimensionamento

Um das ações mais importantes a considerar nas barragens gravidade são as subpressões, pois estas funcionam como um impulso contrário ao peso próprio da barragem. Este impulso varia com o tempo, a quantidade de água a montante e a jusante da barragem e a qualidade do maciço rochoso. De forma a diminuir as subpressões é normalmente executada uma rede de drenagem.

A verificação de segurança de barragens gravidade deve ser analisada relativamente aos seguintes critérios:

- i) Deslizamento, na base e em qualquer plano da barragem;
- ii) Derrubamento, em torno do pé de jusante ou de um eixo perpendicular à estrutura.

2.4 Problemas associados a barragens gravidade

Existem vários problemas associados a barragens gravidade que podem contribuir para a sua rotura, nomeadamente: i) falta de resistência na superfície de ligação barragem/maciço rochoso de fundação ou falta de resistência nas descontinuidades do maciço, ii) abertura de fendas no pé de montante e iii) passagem de grandes quantidades de água pela fundação da barragem ou na zona dos encontros (Hoek, 2007). De entre estes fenómenos, a principal causa de rotura é a falta de resistência ao corte na superfície de ligação barragem/maciço rochoso de fundação ou nas descontinuidades do maciço. Esta situação provoca o deslizamento ao longo da interface betão/fundação ou ao longo de descontinuidades sub-horizontais, no corpo da barragem ou na zona da fundação próxima da base da barragem, quando as descontinuidades possuem orientação desfavorável.

A interface barragem/maciço rochoso de fundação possui uma grande área, pelo que as subpressões na base da barragem são elevadas. Estas subpressões, tal como mencionado anteriormente, contribuem para a diminuição do efeito estabilizador do peso próprio da barragem. Por sua vez, elevadas pressões da água podem também ocorrer no corpo da barragem, caso existam falhas nas juntas de construção ou fendas que estejam em contacto com a albufeira.

De seguida apresentam-se alguns exemplos de rotura de barragens gravidade.

O primeiro caso apresentado é o da barragem gravidade de alvenaria de Bouzey, construída em França, apresentada na Figura 2.7. Esta barragem possuía 22 m de altura e 525 m de

desenvolvimento no coroamento. A secção transversal original da barragem era muito estreita para uma barragem gravidade, especialmente na parte superior da barragem, mas também na base. A fundação era constituída por camadas horizontais de arenito. Esta barragem teve duas roturas. A primeira ocorreu em 1884, durante o primeiro enchimento da albufeira, tendo previamente aparecido ressurgências a jusante da barragem, com caudais elevados. Esta rotura levou ao deslizamento repentino de uma extensa parte da barragem para jusante. Após esta rotura, a barragem foi reforçada através da construção de um contraforte a jusante. Em 1885, durante o enchimento da albufeira após reforço da barragem, ocorreu de novo uma rotura repentina, agora na zona central da barragem, tendo sido arrancada a parte superior da obra.



Figura 2.7 - Barragem de Bouzey, França
(<http://aufildesmotsetdelhistoire.unblog.fr/2009/09/04/la-catastrophe-de-bouzey-88-le-27-avril-1895>)

O segundo caso apresentado é o da barragem gravidade de alvenaria de Austin, construída no Texas, nos Estados Unidos da América, como se observa na Figura 2.8. Esta barragem possuía 19,8 m de altura e 343 m de desenvolvimento no coroamento. A fundação era de rocha calcária, com camadas alternadas de calcários brandos e duros. Esta barragem teve acidentes em três datas diferentes. A primeira rotura em 1900 deveu-se ao deslizamento por descontinuidades na fundação. Este deslizamento ocorreu porque durante uma cheia a passagem de água sobre a barragem provocou a erosão do leito do rio a jusante da obra, deixando a estrutura sem resistência passiva. Apesar da barragem ter sido reconstruída, voltou a ter problemas em 1915 e em 1935, também durante o período de cheias, devido ao arrancamento das comportas (USB, 1998).

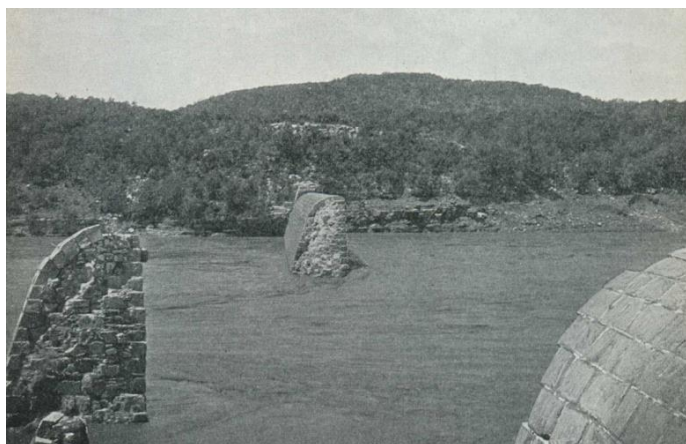


Figura 2.8 - Ruínas da barragem de Austin, Texas
(<https://www.usbr.gov/ssle/damsafety/TechDev/DSOTechDev/DSO-98-05.pdf>)

2.5 Regulamentação e controlo de segurança em barragens

Em Portugal está atualmente em vigor o Decreto-Lei n.º 21/2018, de 28 de março, que agrega num único diploma o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) e o Regulamento de Pequenas Barragens (RPB). Os anteriores documentos, (RSB, 2007 e RPB, 1993) sofreram algumas alterações, de extensão limitada. É importante referir que uma das alterações se refere ao âmbito de aplicação do RSB, que passou a estar restringido a grandes barragens, de altura igual ou superior a 15 m, ou que criem albufeiras de capacidade superior a 1 hm³ (desde que de altura igual ou superior a 10m). Note-se que esta definição de grande barragem difere da de ICOLD, referida no subcapítulo 2.1 deste trabalho. Para apoio à boa execução do RSB foram publicados Documentos Técnicos de Apoio ao RSB (APA, 2018).

De acordo com o DL 21/2018, de 28 de março, a classificação das barragens é feita em função da sua perigosidade e dos danos potenciais associados à onda de inundação correspondente ao cenário de acidente mais desfavorável, (Tabela 2.1.). A perigosidade da barragem é caracterizada pelo fator $X = H^2\sqrt{V}$, sendo H a altura da barragem, em metros, e V a capacidade da albufeira, em hm³. Os danos potenciais devem ser avaliados na região do vale a jusante da barragem, onde a onda de inundação pode afetar a população, os bens e o ambiente, devendo: i) a população ser avaliada em função do número de edificações fixas com carácter residencial permanente (Y) e ii) os danos potenciais serem avaliados tendo em consideração a existência de infraestruturas, instalações e bens ambientais importantes.

Tabela 2.1 - Classe da barragem

Classe	Perigosidade da barragem e danos potenciais
I	$Y \geq 10$ e $X \geq 1000$
II	$Y \geq 10$ e $X < 1000$ ou $0 < Y < 10$, independentemente do valor de X ou existência de infraestruturas, instalações e bens ambientais importantes
III	$Y = 0$, independentemente do valor de X

Face ao potencial risco que as barragens envolvem, o controlo de segurança destas estruturas tem como objetivo o conhecimento da evolução do comportamento estrutural, para se tornar possível a deteção atempada de eventuais processos anómalos com vista à sua correção. De acordo com o RSB, atividades de observação e inspeção das barragens desenvolvem-se durante e no final da construção, antes e após o primeiro enchimento, e durante a sua exploração.

As inspeções visuais têm por objetivo essencial:

- a) A deteção de sinais ou evidências de deterioração, comportamentos anómalos ou sintomas de envelhecimento da barragem;
- b) A deteção de anomalias do sistema de observação.

O plano de observação deve prever a execução dos três tipos de inspeção visual seguintes (NOIB, 1993): i) inspeção visual de rotina, ii) inspeção visual de especialidade e iii) inspeção visual de carácter excecional. Durante a realização das inspeções de rotina ou a realização de outros tipos de inspeções visuais, a Autoridade (APA - Agência Portuguesa do Ambiente) promoverá a realização de (EDP, 2011):

- i) inspeções aos equipamentos que integram os órgãos de segurança e exploração das barragens, verificando em particular a respetiva funcionalidade;
- ii) recolha e tratamento dos dados da observação, com vista à avaliação da segurança das barragens.

Em Portugal, nas grandes barragens de Classe I, está reservada ao LNEC uma intervenção de carácter complementar como consultor da Autoridade.

A Figura 2.10 apresenta as vistas de montante e de jusante da barragem.



a) Vista do paramento de montante



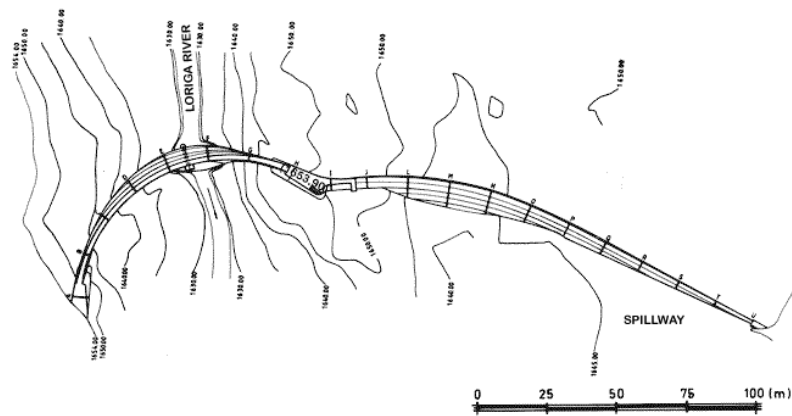
b) Vista do paramento de jusante

Figura 2.10 - Barragem de Covão do Meio

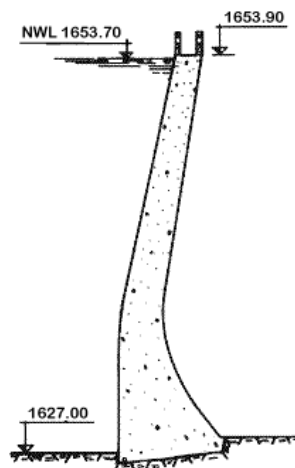
A abóbada tem uma altura de 28 m e um desenvolvimento no coroamento de 300 m. O coroamento, que se situa à cota de 1653,9 m, é constituído por um caminho pedonal que liga o encontro da margem direita da obra ao descarregador de gravidade localizado na margem esquerda, como se observa na Figura 2.11. A cota de água da albufeira no nível de pleno armazenamento (NPA) é de 1653,7 m e a nível máximo de cheia (NMC) de 1653,9 m. Na Figura 2.12 apresenta-se a planta e um corte transversal da barragem de Covão do Meio.



Figura 2.11 - Passagem pedonal do coroamento da barragem de Covão do Meio



a) Planta da barragem



b) Corte transversal

Figura 2.12 - Barragem de Covão do Meio
http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbingles/CovaodoMeiodesIng.htm

2.6.1.2 Observações efetuadas durante a visita

A inspeção visual realizada à barragem, com a albufeira vazia, começou pelo coroamento da abóbada. Aqui foram observados o estado do betão, a fendilhação existente, eflorescências e incrustações de carbonato de cálcio, tendo-se observado em várias zonas, fendilhação desordenada do tipo *craquelê*, como se pode observar na Figura 2.13.



Figura 2.13 - Fendilhação no coroamento - barragem de Covão do Meio

Após a inspeção visual, procedeu-se ao primeiro momento de recolha manual de dados para inspeção do sistema de observação, tendo sido lançada uma sonda de nível para medir o nível de água da albufeira.

Posteriormente, percorreu-se a zona de soco a jusante da barragem. Aqui observaram-se manchas de escorrências de água pelo paramento de jusante, através de juntas de contração, juntas de betonagem e fendas, acompanhadas de depósitos secos de óxido de ferro e de carbonato de cálcio.

Junto à inserção da barragem na fundação na zona em abóbada encontra-se a descarga de fundo. A descarga de fundo dispõe de uma válvula borboleta e conduz a água diretamente para o leito da ribeira a jusante da barragem (LNEC, 2018). Procedeu-se então à abertura da válvula, como se pode observar na Figura 2.14.



Figura 2.14 - Descarga de fundo aberta - barragem de Covão do Meio

2.6.1.3 Sistema de observação

O percurso realizado durante a visita possibilitou a observação dos instrumentos de monitorização instalados na barragem. A inspeção ao sistema de observação incidiu fundamentalmente na avaliação do estado de manutenção e operacionalidade dos instrumentos, tendo-se realizado uma campanha de medição completa (exceto geodesia). Os instrumentos integrados no sistema de recolha manual incluíam: sonda de níveis, fios de prumo direito e invertido, extensómetros de varas, bases de alongâmetro, medidores de movimentos de junta e drenos. Por sua vez, estes equipamentos permitem a recolha dos dados seguintes: nível da albufeira, deslocamentos horizontais, deslocamentos verticais, movimentos de juntas e de fendas e o caudal drenado. A recolha de dados é feita quer manualmente durante a inspeção quer automaticamente por meio de aparelhos instalados na barragem. A energia que suporta este sistema automático de recolha de dados é assegurada por um painel solar que se encontrava em normal funcionamento. De uma forma resumida, o controlo de segurança é feito comparando as observações efetuadas na obra com os resultados de modelos que simulam o comportamento da obra (LNEC, 2018).

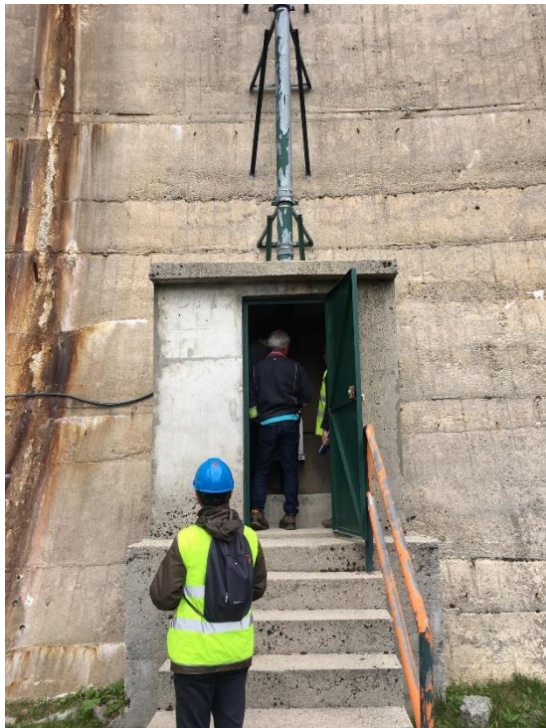
Nas Figuras 2.15 e 2.16 podem observar-se vários equipamentos de monitorização anteriormente referidos. Na Figura 2.15 a) observa-se o coroamento da barragem onde se situa um dos pontos de recolha de dados de deslocamentos (fio de prumo invertido), em b) o respetivo fio de prumo (local de medição dos deslocamentos horizontais na base da barragem), em c) outro ponto de recolha de dados de deslocamentos (fio de prumo direito) e em d) a base de coordenómetro; na Figura 2.16 a) um dreno a jusante e em b) a base de alongâmetro para medição do movimento de juntas.



a) Fio de prumo invertido (local de recolha de dados)



b) Frio de prumo invertido (local de medição dos deslocamentos horizontais próximo da base da barragem)



c) Fio de prumo direito (local de recolha de dados)



d) Base de coordenómetros e fio de prumo direito

Figura 2.15 - Equipamentos de monitorização - barragem de Covão do Meio



a) Dreno

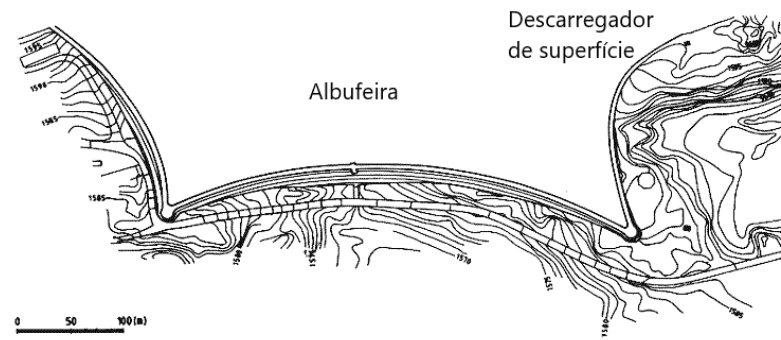


b) Base de alongâmetro

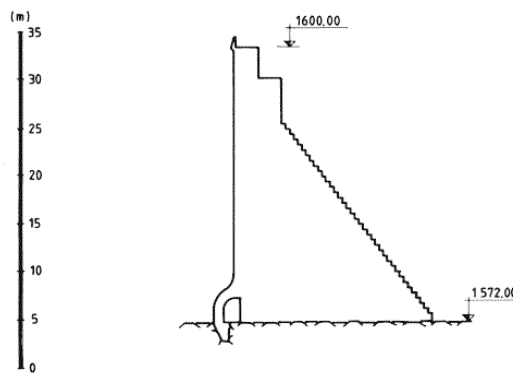
Figura 2.16 - Equipamentos de monitorização

2.6.2 Barragem de Lagoa Comprida

A barragem de Lagoa Comprida localiza-se também no concelho de Seia, distrito da Guarda, Portugal. A barragem foi projetada em 1910, tendo sido concluída em 1966. Esta barragem tem algumas particularidades interessantes pois é uma barragem gravidade constituída por três arcos de alvenaria de granito, construída a partir de uma lagoa natural que constitui o principal reservatório de água da serra da Estrela. Para além disso, foi uma das primeiras obras de engenharia de barragens realizadas em Portugal. Possui uma altura de 29 m acima da fundação e um desenvolvimento de 1200 m. A cota de água da albufeira no NPA é de 1600 m. A Figura 2.17 apresenta a planta da barragem, onde se pode visualizar os arcos, e o corte transversal da mesma. Na Figura 2.18 apresenta-se uma vista da albufeira da Lagoa Comprida.



a) Planta



b) Corte transversal

Figura 2.17 - Barragem de Lagoa Comprida
 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/LagoaCompridades.htm)



Figura 2.18 - Vista da albufeira da barragem de Lagoa Comprida

2.6.3 Barragem da Aguieira

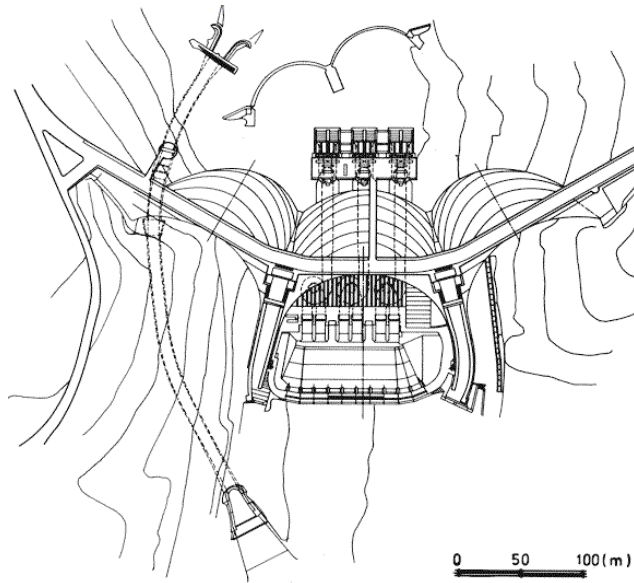
Por último lugar visitou-se a barragem da Aguieira, que é uma barragem de betão de abóbadas múltiplas formada por três abóbadas de dupla curvatura e dois contrafortes centrais (nos quais se situam dois descarregadores de cheia). Está localizada no rio Mondego, situando-se nos limite dos municípios de Penacova (distrito de Coimbra) e de Mortágua (distrito de Viseu), nas freguesias de Travanca do Mondego e Almaça respetivamente.

A barragem foi projetada em 1972 e a sua construção foi concluída em 1981. Os seus principais objetivos são a produção e fornecimento de energia hidroelétrica, a irrigação agrícola, regularização de caudais de cheias e abastecimento às populações. A barragem tem 89 metros de altura acima da fundação e um desenvolvimento no coroamento de 400 metros. O coroamento situa-se à cota 125,15 m.

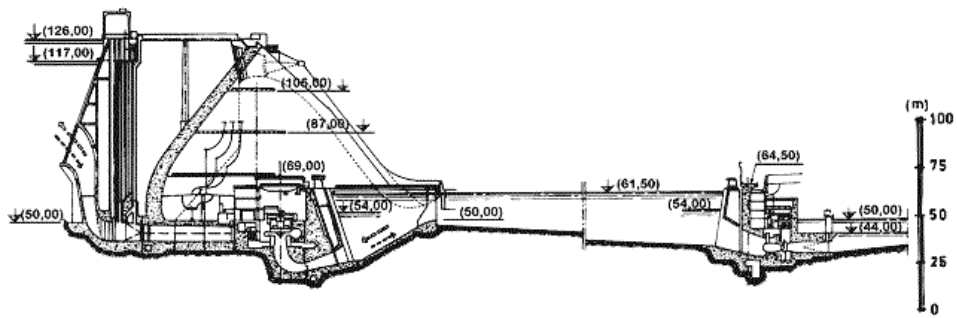
A central hidroelétrica está inserida no pé da barragem, a jusante da abóbada central. O fornecimento de água aos municípios vizinhos estabelece-se através da albufeira. Esta albufeira é conhecida por se desenvolverem algumas atividades de recreio nas suas águas, nomeadamente, pesca, banhos, natação, navegação à vela e a remos. Na Figura 2.19 apresenta-se uma vista do paramento de jusante da barragem e na Figura 2.20 a planta e o corte transversal da obra.



Figura 2.19 - Vista do paramento de jusante da barragem da Aguieira



a) Planta



b) Corte transversal

Figura 2.20 - Barragem da Aguieira
 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Aguieirades.htm)

3 COMPORTAMENTO HIDROMECHANICO DE FUNDACOES DE BARRAGENS

3.1 Considerações iniciais

Este capítulo apresenta os conceitos necessários para estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens. Em primeiro lugar, é feita uma abordagem geral da percolação de água nos maciços rochosos de fundação de barragens de betão e refere-se a importância da adoção de dispositivos de controlo do escoamento. De seguida, refere-se o comportamento hidromecânico das descontinuidades dos maciços rochosos, concluindo com a apresentação dos modelos numéricos de cálculo utilizados.

Tal como referido anteriormente, barragens gravidade são construídas sobre maciços rochosos. Estes maciços devem apresentar boas características mecânicas e hidráulicas, de forma não só a fazer face à carga vertical proveniente do peso da barragem e às pressões da água nos paramentos e base da barragem, mas também assegurar que os caudais percolados na fundação são economicamente aceitáveis. Devido ao facto de os maciços rochosos serem estruturas descontínuas, heterogêneas e anisotrópicas, a superfície de contacto betão-fundação está sujeita a subpressões pois a água percola através das descontinuidades. Por forma a garantir a estabilidade da estrutura é importante considerar-se o efeito das supressões e adotar medidas de controlo do fluxo de água pela fundação. Nesse sentido, são realizados tratamentos de melhoria dos maciços rochosos de fundação das grandes barragens que, em geral, envolvem: i) injeções de consolidação e ii) injeções para criação de uma cortina de impermeabilização. Para controlo do escoamento e diminuição das subpressões são ainda instaladas cortinas de drenagem.

As injeções de consolidação aumentam a compacidade do maciço rochoso, melhorando a sua resistência mecânica e módulo de elasticidade e reduzindo a permeabilidade do maciço rochoso próximo da base da barragem. Aplicam-se em rochas fraturadas de baixa resistência e garantem que as zonas mais superficiais do maciço rochoso que foram perturbadas pelas escavações se tornam mais consolidadas devido à injeção de calda de cimento.

A criação de uma cortina de impermeabilização consiste na execução de uma série de furos quase verticais com injeção de calda de cimento, desde a superfície de inserção da barragem até à profundidade desejada. Estes furos têm como objetivo intersectar e preencher as fissuras e

descontinuidades dos maciços rochosos de fundação, contribuindo conseqüentemente para reduzir a percolação de água.

As cortinas de drenagem consistem em furos igualmente espaçados, dispostos a jusante da cortina de impermeabilização, que recolhem a água percolada na fundação, reduzindo assim as subpressões.

Na Figura 3.1 apresenta-se um perfil transversal típico de uma barragem gravidade com os dispositivos referidos anteriormente.

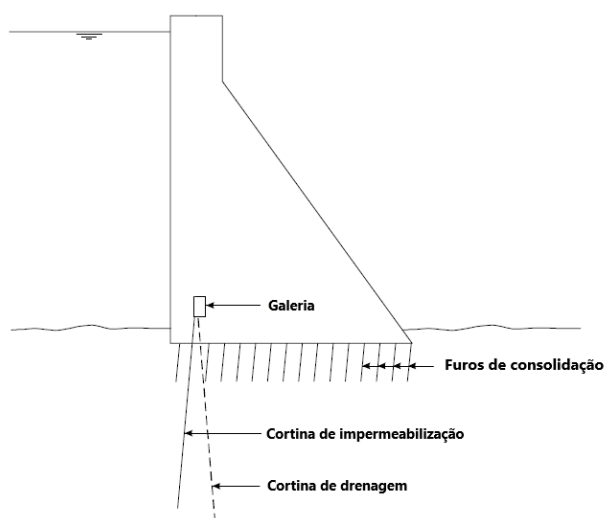


Figura 3.1 - Perfil transversal típico de uma barragem gravidade (adaptado de Fell et al. 2005)

A drenagem é um fator relevante em fundações de barragens, sobretudo em fundações com descontinuidades de abertura reduzida, pois nessas descontinuidades podem-se instalar subpressões elevadas. A forma do diagrama de pressões que atua na base da barragem é diretamente influenciado pela altura de água a montante e a jusante da barragem e pela presença, ou não, de cortina de drenagem.

Como se observa na Figura 3.2, quando as obras não dispõem de cortina de drenagem nem de impermeabilização, à medida que a água percola em direção a jusante, ocorrem perdas de energia e o diagrama de subpressões é aproximadamente linear, até que a subpressão iguala a pressão de água existente a jusante da barragem. A Figura 3.3 apresenta a configuração típica de um diagrama de pressões quando é utilizado um sistema de cortina de drenagem.

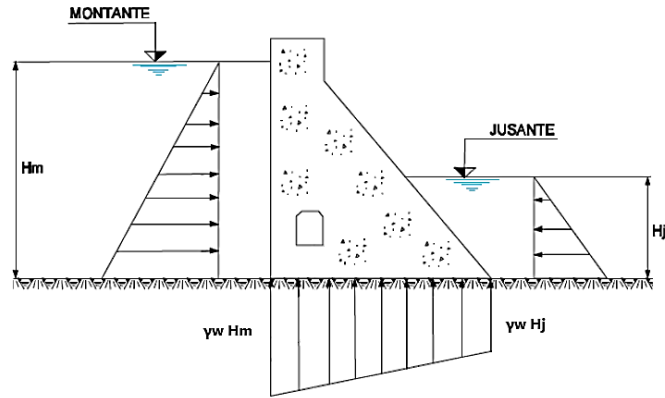


Figura 3.2 - Diagrama de pressões numa barragem sem sistema de drenagem

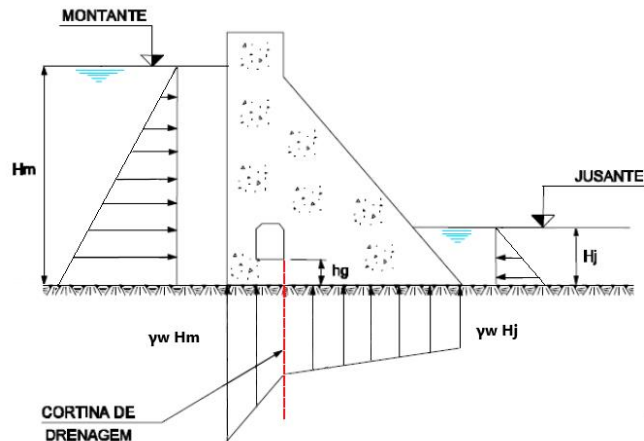


Figura 3.3 - Diagrama de pressões numa barragem com sistema de drenagem

3.2 Principais características dos maciços rochosos de fundação de barragens de betão

Os maciços rochosos são constituídos por blocos de rocha separados por descontinuidades. Estas descontinuidades são definidas como superfícies que interrompem a continuidade física de um maciço rochoso, cuja resistência à tração é nula ou muito pequena (IRSM, 2007).

O estudo das descontinuidades de um maciço rochoso mostra-se de grande importância, pois estas descontinuidades condicionam as propriedades do maciço e conferem-lhe um comportamento em termos de deformabilidade, resistência ao corte e permeabilidade diferente do comportamento do material que o constitui. Estas descontinuidades podem ser divididas em dois grandes

grupos: i) superfícies de rotura (falhas, diaclases e fissuras) ou ii) outras superfícies de baixa resistência (superfícies de estratificação, planos de xistosidade, clivagens, etc.)

Algumas descontinuidades, como diaclases e falhas, merecem estudo individualizado, devido às suas dimensões, bastante significativas em relação ao volume do maciço rochoso considerado. As diaclases são descontinuidades criadas por uma rotura macroscópica de um maciço rochoso na qual não se verifica um deslocamento apreciável de um bordo em relação ao outro. Um conjunto de diaclases que apresentam aproximadamente a mesma orientação, denomina-se família de descontinuidades. Em geral, observa-se que estas famílias de descontinuidades são aproximadamente perpendiculares entre si, formando assim blocos aproximadamente paralelepípedicos. Por sua vez, uma falha é uma fratura ou uma zona de fraturas ao longo da qual se deu um deslocamento tangencial relativo visível, que pode variar de alguns centímetros até quilómetros.

As descontinuidades ou famílias de descontinuidades são caracterizadas por parâmetros geométricos (que definem a geometria de compartimentação) e físicos (que definem a resistência das paredes). Dentro das características geométricas, são de referir:

- i) a orientação, que define o plano da descontinuidade no espaço através da sua direção e inclinação;
- ii) o espaçamento, que define a distância entre as descontinuidades adjacentes de uma mesma família, medida perpendicularmente aos seus planos;
- iii) a persistência, que define a extensão ou dimensão da descontinuidade ao longo de um plano.

Dentro das características físicas, podem definir-se:

- i) a abertura, que representa a distância perpendicular que separa as paredes rochosas adjacentes de uma descontinuidade;
- ii) a rugosidade, que representa as ondulações ou curvas das paredes em relação ao plano médio da descontinuidade;
- iii) o preenchimento, que representa o material que separa as superfícies rochosas adjacentes que conformam as descontinuidades.

3.3 Comportamento hidromecânico das descontinuidades do maciço

O comportamento hidromecânico nasce da interação entre os processos mecânicos e hidráulicos dos maciços rochosos, sendo estes interdependentes. De modo a compreender o comportamento hidromecânico dos maciços rochosos de fundações das barragens de betão, é necessário primeiro compreender o seu comportamento hidráulico. O escoamento de águas subterrâneas é normalmente estudado assumindo um modelo conceptual de meio poroso, sendo assim governado pela lei de Darcy. Por sua vez, o fenómeno de escoamento através de uma descontinuidade é simulado por um modelo que considera a descontinuidade como um espaço vazio entre duas placas lisas e paralelas (Snow, 1965; Louis e Maini, 1970).

Nas condições geométricas acima descritas de escoamento através de uma descontinuidade de um maciço rochoso em regime laminar incompressível e em estado estacionário, a velocidade do escoamento v [m/s] é dada por:

$$v = k_f i \quad (3.1)$$

onde i [m/m] representa o gradiente hidráulico e k_f [m/s] a condutividade hidráulica da descontinuidade, que por sua vez é dada por:

$$k_f = \frac{a^2 g}{12\nu_k} \quad (3.2)$$

onde a [m] representa a abertura da descontinuidade, g [m/s^2] a aceleração gravítica e ν_k [m^2/s] representa a viscosidade cinemática da água.

Através das equações anteriormente apresentadas, é possível calcular o caudal, q , por unidade de largura, sendo este dado por:

$$q = v a = \frac{a^3 g}{12\nu_k} i \quad (3.3)$$

A Equação 3.3 mostra que o caudal é proporcional ao cubo da abertura da descontinuidade, logo conclui-se facilmente que qualquer variação da abertura irá ter um grande impacto no valor do caudal (lei cúbica do escoamento).

Ensaios laboratoriais mostram que a rugosidade e a abertura de uma descontinuidade são os principais fatores que governam o escoamento da água (Barton e de Quadros, 1997). Contudo, devido à dificuldade de medição do parâmetro de rugosidade, o modelo de placas paralelas considerado apenas considera a influência da abertura, sendo assim uma aproximação da realidade.

Barton, Bandis e Bakhtar (1985) sugerem a consideração de valores diferentes para a abertura mecânica e para a abertura hidráulica. A relação entre estas duas aberturas tem em conta a rugosidade da descontinuidade. Referem ainda que o valor a considerar na aplicação da lei cúbica do escoamento é o da abertura hidráulica.

O conceito de abertura mecânica (u_n) é definido como a distância média, ponto a ponto, entre duas superfícies de junta da rocha, perpendicular a um plano escolhido, como mostra a Figura 3.4. Por sua vez, a abertura hidráulica (a_h) é obtida através da análise do escoamento e pode ser determinada em experiências laboratoriais. A abertura hidráulica depende diretamente do deslocamento normal da junta, ou seja, da abertura mecânica, e é sempre inferior à abertura mecânica.

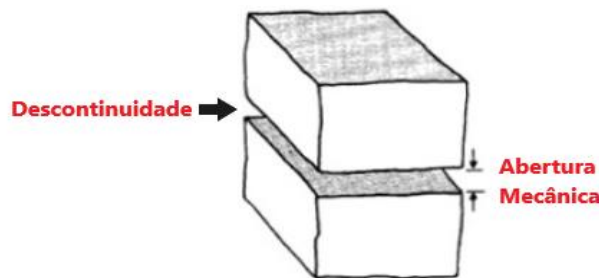


Figura 3.4 - Abertura mecânica

O potencial hidráulico num dado ponto P de uma descontinuidade do maciço é dado pela soma da distância a um plano horizontal arbitrário (z [m]) com a cota piezométrica:

$$\phi = z + \frac{p}{\gamma} \quad (3.4)$$

De referir que a cota piezométrica representa a altura de uma coluna de água capaz, pelo seu peso, de impor a pressão p [N/m²] considerando um líquido com peso específico γ [N/m³].

Ao considerar que o escoamento é permanente (estacionário), a energia potencial pode ser apresentada por um sistema de coordenadas espacial:

$$\phi(x, y, z) = z(x, y, z) + \frac{p(x, y, z)}{\gamma} \quad (3.5)$$

A função potencial do fluido permite escrever o gradiente hidráulico \vec{j} :

$$\vec{j} = -g \vec{\nabla} \phi(x, y, z) \quad (3.6)$$

Em notação indicial:

$$J_i = -\frac{\partial \phi}{\partial x_i} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (3.7)$$

Se a função espacial for conhecida, os planos ou linhas equipotenciais, caso tridimensional ou bidimensional, podem ser representados por:

$$\phi(x, y, z) = \text{const.} \quad (3.8)$$

3.4 Modelos numéricos

3.4.1 Modelos contínuos e descontínuos

O estudo do comportamento hidromecânico da fundação pode ser efetuado modelando o maciço rochoso como um meio contínuo equivalente, ou considerando explicitamente as discontinuidades existentes no maciço. A escolha entre a primeira abordagem (através do método dos elementos finitos, método das diferenças finitas ou método dos elementos de fronteira) ou a segunda (através do método dos elementos discretos ou da análise descontínua de deformação) depende de diversos fatores relativos ao problema em análise, nomeadamente: a extensão e o espaçamento das discontinuidades (em comparação com a dimensão da zona em estudo) e a geometria de fraturação do maciço. Ambas as abordagens podem ser combinadas e utilizadas em simultâneo (Monteiro Azevedo e Farinha, 2015).

Nos modelos contínuos equivalentes, é necessário ajustar as propriedades dos materiais de modo a que as principais características mecânicas dos maciços rochosos sejam adequadamente representadas. Por forma a simular o escoamento no maciço de fundação, são identificadas diferentes áreas de rocha a que se atribuem diferentes valores de permeabilidade equivalente. Estes valores de permeabilidade equivalente local podem ser estimados por meio de ensaios *in situ* (Farinha, 2010).

Nos modelos descontínuos, as descontinuidades são representadas explicitamente com as suas propriedades hidromecânicas. O escoamento ocorre apenas através das descontinuidades do maciço rochoso e a pressão da água provoca variações nas aberturas das descontinuidades que por sua vez alteram o valor do caudal escoado. Esta abordagem requer dados de caracterização hidráulicos e mecânicos que não se obtêm com facilidade, tais como orientação e espaçamento das descontinuidades, rigidez normal e tangencial das mesmas, aberturas normais e residuais.

Nesta dissertação é utilizado um modelo hidromecânico descontínuo tridimensional baseado numa tecnologia de elementos finitos de junta/interface. Este modelo integra-se no módulo computacional Parmac3D-FFlow, inicialmente desenvolvido para a análise da fratura em betão e que tem sido utilizado para a análise do comportamento e da estabilidade de barragens de betão em situações estáticas e dinâmicas (Monteiro Azevedo, 2003).

3.4.2 Análise descontínua através do módulo computacional Parmac3D-FFlow

O modelo hidromecânico utilizado nesta dissertação permite que a interação entre o comportamento mecânico e o comportamento hidráulico seja estudado de forma acoplada. Uma vez que as descontinuidades dos maciços são representadas através de elementos finitos de interface, para além da definição das propriedades dos materiais que representam o modelo, foram definidas também as propriedades das interfaces (rigidezes normal e tangencial) que obedecem a um determinado modelo constitutivo. Nesta dissertação foram implementados dois modelos constitutivos: i) modelo elástico linear e ii) modelo não-linear. O comportamento elástico linear distingue-se do comportamento não-linear pelo facto do comportamento elástico estar associado à retoma da forma inicial do material no processo de descarga enquanto que no comportamento não-linear, o mesmo não acontece. Para representar o comportamento não-linear adotou-se o modelo de rotura simplificado de Mohr-Coulomb.

O modelo de Mohr-Coulomb é o modelo usualmente adotado na análise da segurança ao deslizamento. Além de ser o modelo mais simples que permite reproduzir a rotura por corte a partir do momento em que se vencem as forças de atrito que ocorrem na superfície de deslizamento, a sua maior vantagem reside no facto de requerer um número reduzido de parâmetros e de estes serem facilmente obtidos por ensaios experimentais. Se for imposto um valor de tração limite, tais parâmetros são: valor da tensão de tração limite (σ_t), valor do coeficiente de atrito ($\tan \varphi$) e valor da coesão (c), como se observa na Figura 3.5.

Quando em compressão, a tensão de corte para um dado valor de tensão normal é dada pela Equação 3.9.

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi \quad (3.9)$$

Isto significa que a resistência ao corte do plano de deslizamento depende linearmente da tensão normal nesse plano. Quando em tração se atinge a tensão resistente máxima, ocorre rotura.

Por sua vez, a deformabilidade é caracterizada pela rigidez normal k_n , e tangencial k_s .

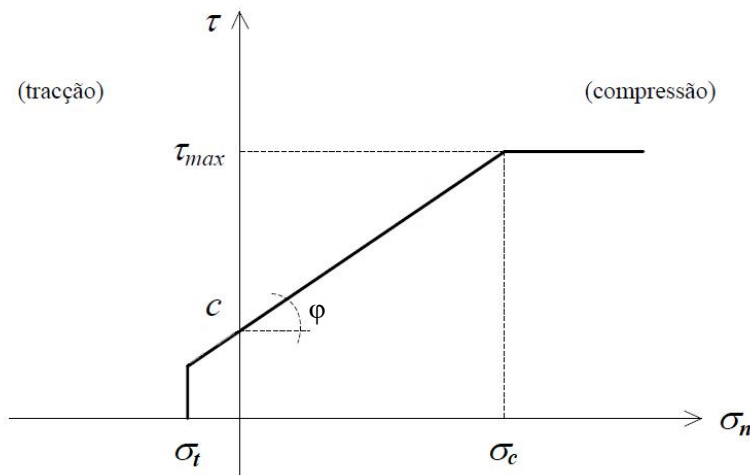


Figura 3.5 - Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para juntas (adaptado de Bretas, 2012)

3.4.2.1 Modelo mecânico

O modelo mecânico adotado no módulo computacional Parmac3D-FFlow, é um modelo de natureza discreta que se baseia no método das diferenças centrais, (Monteiro Azevedo, 2003 e Lemos, 2004). Este modelo possibilita a consideração da deformabilidade de cada bloco pertencente ao seu domínio através duma discretização interna com uma malha de elementos triangulares (em modelos 2D) ou tetraédricos/hexaédricos (em modelos 3D). A Figura 3.6 apresenta o ciclo de cálculo do modelo mecânico adotado.

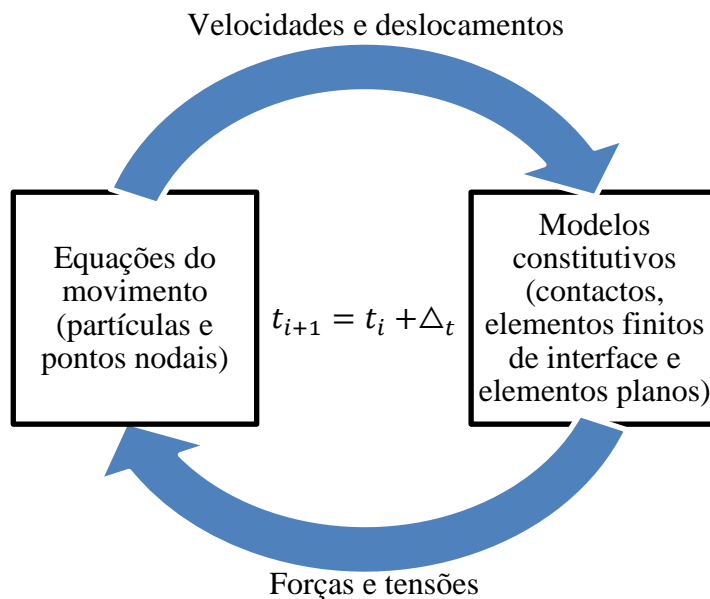


Figura 3.6 - Ciclo de cálculo do modelo mecânico

A interação entre os blocos deformáveis pode ser realizada através de diferentes técnicas de elementos discretos que possibilitam uma análise de grandes deslocamentos, considerando contactos entre blocos do tipo: vértice/vértice, vértice/face ou face/face.

Nos estudos realizados no âmbito desta dissertação, considera-se que é válida a hipótese de pequenos deslocamentos no estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão (Farinha et al., 2017). Posto isto, a interação entre blocos é realizada através do modelo de elementos finitos de interface, os quais são adequados para análises em pequenos deslocamentos. Estes elementos requerem que as malhas de elementos finitos de cada bloco sejam compatíveis, isto é, que as discretizações ao longo das faces dos blocos em contacto sejam iguais. Dado que existe uma perfeita compatibilidade do campo de deslocamentos ao longo das interfaces, obtém-se também deste modo o campo de tensões ao longo das mesmas. Na Figura 3.7 encontra-se

representada uma interação entre dois blocos tetraédricos e o respetivo elemento de interface. Nesta figura cada vértice corresponde a um nó mecânico.

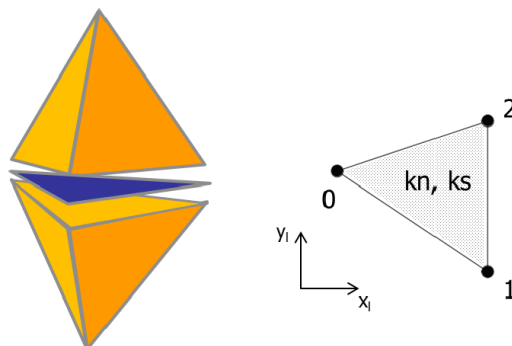


Figura 3.7 - Modelo de elemento de interface (adaptado de Farinha et al., 2018)

Como referido anteriormente, é necessário compatibilizar a malha de elementos finitos de cada bloco, de modo a garantir que as interações são do tipo face/face. O procedimento que assegura esta compatibilização baseia-se num esquema de pré-processamento que permite a geração da malha interna de elementos triangulares (em 2D) ou tetraédricos (em 3D) de cada bloco.

3.4.2.2 Modelo hidráulico

Devido ao esquema de processamento adotado, o modelo hidráulico é sobreposto ao modelo mecânico. Dado que o esquema de processamento adotado gera uma malha de elementos planos triangulares (em 2D) ou tetraédricos (em 3D) perfeitamente compatível, a definição do modelo hidráulico é imediata. Os nós do modelo hidráulico (NH) resultam da sobreposição dos vários nós adjacentes do domínio mecânico, que no início da simulação apresentam as mesmas coordenadas (Monteiro Azevedo e Farinha, 2015).

A Figura 3.8 mostra a compatibilidade entre a componente mecânica e a componente hidráulica do modelo de elementos de interface proposto. A Figura 3.8 a) apresenta os elementos de interface triangulares utilizados no modelo mecânico. Através da formulação dos elementos de interface triangulares, as interfaces hidráulicas são criadas e cada nó hidráulico (NH) representa também o respetivo nó mecânico, pois as coordenadas são as mesmas.

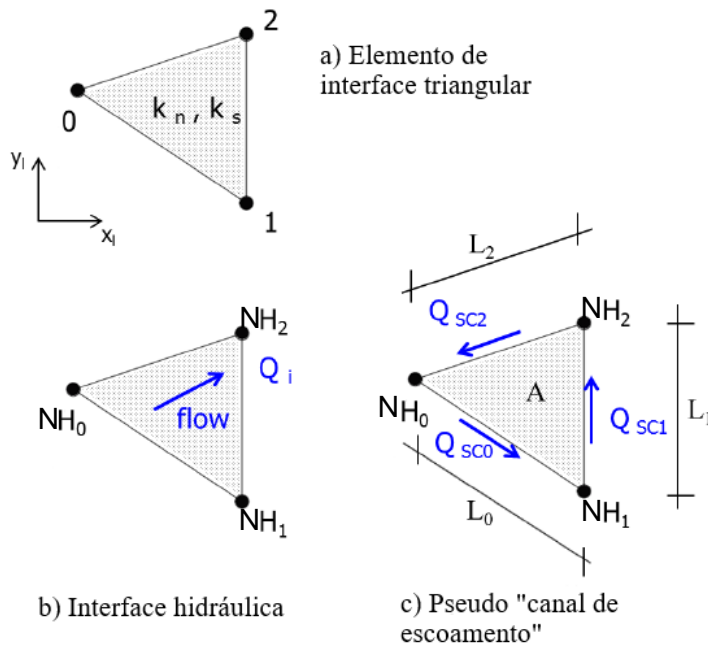


Figura 3.8 - Modelos de interface mecânica e hidráulico (adaptado de Farinha et al., 2018)

A formulação hidráulica em 2D ilustrada na Figura 3.8 b) baseada diretamente num modelo de elementos finitos (Yan e Zheng, 2017), foi adotada para o modelo de elementos de interface. Contudo, primeiramente foi adotada uma extensão do modelo 2D, baseada numa formulação mais simples e robusta de escoamento unidirecional para o modelo de canais de escoamento, como se mostra na Figura 3.8 c), onde se indicam os nós hidráulicos e os canais de escoamento, localizados nas arestas das interfaces triangulares. Neste caso, uma pseudo largura é calculada através da Equação 3.10 para os canais de escoamento (CE), de forma a que a área total destes canais seja equivalente à área da interface hidráulica. Assim:

$$(L_0 + L_1 + L_2)w = A \quad (3.10)$$

onde L_i representa o comprimento de cada aresta da interface triangular, w representa a pseudo largura que tem de ser calculada para cada elemento de interface triangular e A representa a área do elemento de interface triangular.

Os pontos nodais dos elementos de interface associados aos canais de escoamento permitem o conhecimento do caudal que percorre cada canal, em função da abertura. Por sua vez, os nós

hidráulicos (NH), permitem a determinação dos valores das pressões, havendo continuidade desses valores ao longo dos canais adjacentes.

De acordo com o esquema apresentado no programa UDEC (Itasca, 2004) em 2D, a abertura hidráulica associada a cada ponto de integração (extremidades do canal de escoamento) é obtida em função da abertura mecânica (u_n) e de três parâmetros: a_0 , a_{min} e a_{max} . Deste modo, a abertura hidráulica é dada por:

$$a_h = \begin{cases} a_{min} & \text{se } u_n + a_0 < a_{min} \\ u_n + a_0 & \text{se } a_{min} \leq u_n + a_0 \leq a_{max} \\ a_{max} & \text{se } u_n + a_0 > a_{max} \end{cases} \quad (3.11)$$

Como se observa na Figura 3.9, a_0 representa a abertura da descontinuidade com tensão normal nula. Quando a descontinuidade é submetida a compressões significativas, a abertura hidráulica diminui até um valor a_{min} , pois, por maior que seja a compressão, há sempre possibilidade de passar uma pequena quantidade de água (devido à rugosidade das paredes das descontinuidades, o fecho nunca é completo por maior que seja a compressão). Por outro lado, considera-se a existência de um valor de abertura hidráulica máxima, a_{max} , que limita o valor do caudal que percorre a descontinuidade.

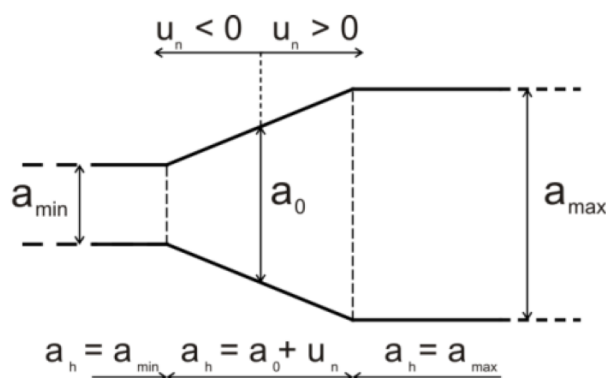


Figura 3.9 - Abertura hidráulica (adaptado de Monteiro Azevedo e Farinha, 2015)

3.4.2.3 Modelo hidromecânico

O modelo hidromecânico resulta do acoplamento do modelo mecânico com o modelo hidráulico. A Figura 3.10 representa esquematicamente o ciclo de cálculo do modelo hidromecânico, que evolui ao longo do tempo através da interação entre os dois modelos. Em primeiro lugar, as aberturas hidráulicas ($a_{h,CE}$) são calculadas tendo em conta os deslocamentos normais das descontinuidades (u_n) obtidas no modelo mecânico. De seguida, as pressões de água calculadas no modelo hidráulico ($P_{NH}^{(t+\Delta t)}$) são consideradas no modelo mecânico pois são contabilizadas no cálculo das forças internas das descontinuidades ($F_{int}^{(t+\Delta t)}$).

É de notar que nos modelos estudados através do módulo de cálculo Parmac3D-Fflow existe sempre uma sobreposição perfeita entre os modelos mecânico e hidráulico, possibilitando assim uma fácil definição das condições de fronteira e otimizando a transferência de informação entre os dois modelos (Monteiro Azevedo e Farinha, 2015; Farinha et al., 2017).

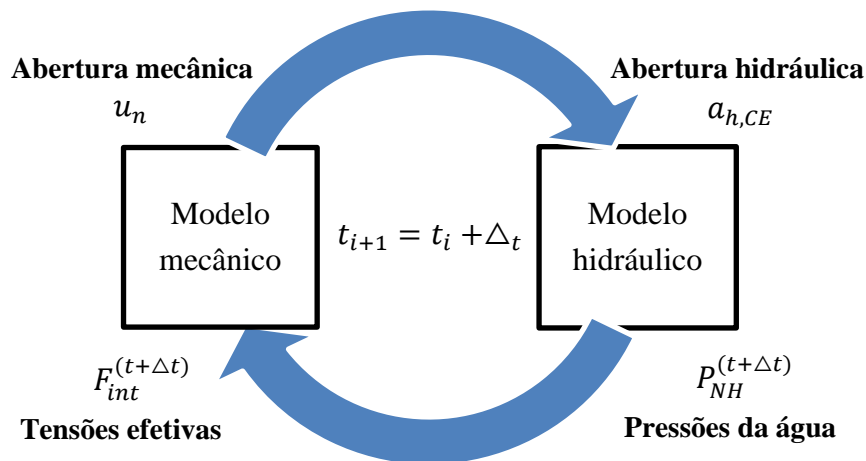


Figura 3.10 - Ciclo de cálculo do modelo hidromecânico

4 VALIDAÇÃO DO MODELO HIDROMECAÂNICO DO MÓDULO COMPUTACIONAL PARMAC3D-FFLOW

4.1 Considerações iniciais

Com o intuito de verificar e validar o modelo hidromecânico usado nesta dissertação, foram feitas duas análises distintas de escoamento através de um maciço rochoso. Estas análises simulavam duas situações:

- i) Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal;
- ii) Escoamento admitindo um meio contínuo isotrópico uniforme.

Em ambas as situações simuladas obtiveram-se resultados numéricos através da geração de diferentes malhas. Estes resultados foram posteriormente comparados com a solução analítica.

O estudo destas duas diferentes análises é apresentado em (Farinha et al., 2018), utilizando apenas o modelo em que se admite que o escoamento se dá através de canais localizados nas arestas dos elementos de interface triangulares.

As análises realizadas permitiram assimilar conhecimentos sobre o funcionamento do programa de cálculo e adquirir sensibilidade aos valores dos parâmetros mecânicos e hidráulicos considerados nos cálculos.

4.2 Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal

O efeito hidromecânico foi verificado considerando um sistema de seis blocos impermeáveis, separados por uma descontinuidade horizontal por onde ocorre o escoamento, e por duas descontinuidades verticais impermeáveis, como mostra a Figura 4.1. Através deste modelo pretende-se estudar a influência de dois parâmetros na distribuição de pressão da água ao longo da descontinuidade, e, conseqüentemente, no valor do caudal percolado. Estes parâmetros são:

- i) O valor da permeabilidade adotado ao longo dos canais de escoamento;
- ii) O tipo de elementos adotados para simular o escoamento.

4.2.1 Geometria, condições de fronteira e propriedades dos materiais

A estrutura apresentada na Figura 4.1 mostra o modelo de seis blocos adotado, com comprimento total de 3 m e largura e altura totais de 0,5 m. Os blocos encontram-se separados por descontinuidades representadas por uma junta horizontal, por onde ocorre o escoamento, e por duas juntas verticais, impermeáveis.

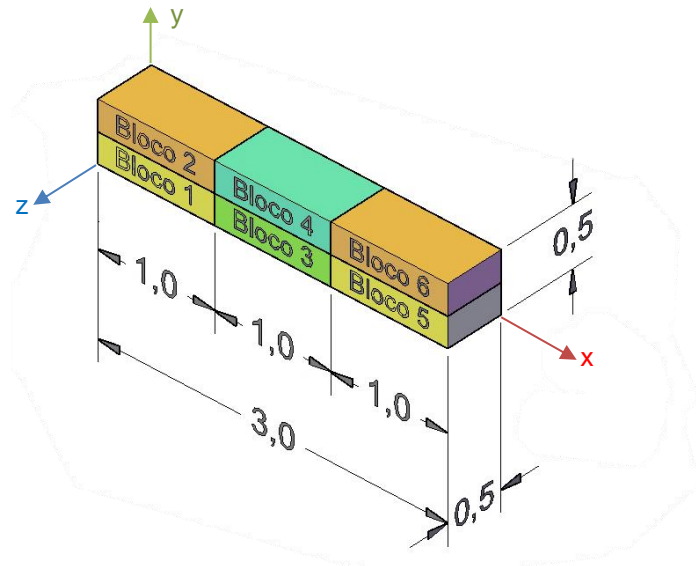


Figura 4.1 - Geometria do modelo de análise do escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal

Quatro modelos distintos foram estudados, sendo que no primeiro apenas se considera o peso próprio como carga aplicada e o valor da permeabilidade se mantém constante ao longo dos canais/interfaces de escoamento. O segundo e o terceiro modelo diferem do primeiro no sentido em que é considerada uma mudança no valor de permeabilidade por baixo do bloco central superior, tendo sido considerados, respetivamente, o dobro e a metade do valor adotado anteriormente. No quarto modelo considerou-se um agravamento teórico da aceleração gravítica do bloco central superior, cujos valores foram de 12500 m/s^2 , 25000 m/s^2 e 50000 m/s^2 , mantendo-se a permeabilidade constante.

Para ser possível analisar o modelo hidromecânico teve-se que, em primeiro lugar, definir o modelo mecânico. Este modelo tem como condições de fronteira:

- i) deslocamento nulo em todas as direções na face inferior dos blocos 1,3 e 5;
- ii) deslocamento nulo nas direções x e z e rotações nulas em todos os nós do modelo.

Além das condições de fronteira mencionadas, é importante referir que o modelo mecânico é idêntico para todos os modelos numéricos estudados.

Os seis blocos e as respectivas interfaces são constituídos por um material que simula as suas características mecânicas. Como se observa na Figura 4.1, os blocos 1, 3 e 5 representam a fundação, os blocos 2 e 6 representam os blocos laterais superiores e o bloco 4 representa o bloco central superior. Apesar do material constituinte ser o mesmo, esta diferenciação entre os blocos é importante pois posteriormente irá facilitar a identificação destes. As propriedades mecânicas do material que constitui os blocos são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do material

Propiedades mecânicas	Material 1
Módulo de Young E (GPa)	20
Coefficiente de Poisson ν (-)	0,20
Massa volúmica ρ (kg/m ³)	2400

A Figura 4.2 ilustra as interfaces entre os blocos anteriormente referidos e a respetiva identificação.

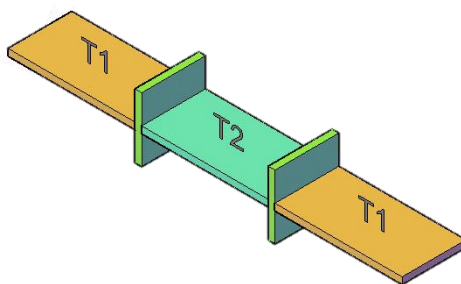


Figura 4.2 - Interfaces e respetivos materiais constituintes

Nas interfaces entre os blocos adotou-se um modelo constitutivo elástico que simula a ligação entre estes elementos.

Os parâmetros de rigidez normal e rigidez de corte encontram-se definidos na Tabela 4.2. É de notar que a relação entre estes parâmetros provém da Equação 4.1, que relaciona o módulo de elasticidade (E) e o módulo de distorção (G). Este parâmetro é aproximadamente igual a $0,4E$, quando é considerado um coeficiente de Poisson igual a $0,2$. Analogamente, a rigidez de corte admite-se igual a $0,4$ vezes a rigidez normal.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.1)$$

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas dos elementos de interface

Rigidez	Material 1
Rigidez normal, k_n (GPa/m)	20
Rigidez tangencial, k_s (GPa/m)	8

Por sua vez, no modelo hidráulico admitiu-se uma pressão equivalente a 25 MPa em $x = 0$ e de 5 MPa em $x = 3$, provocando assim uma diminuição da pressão da água da esquerda para a direita, ao longo da junta horizontal.

A Tabela 4.3 apresenta as características hidráulicas da descontinuidade horizontal nos diferentes modelos estudados. Nesta tabela, k_w representa o módulo de compressibilidade da água e k_{ce} representa o fator de permeabilidade do canal/interface de escoamento, um parâmetro que se define no modelo computacional Parmac3D-Fflow. O valor teórico deste parâmetro é de $1/12\mu$, onde μ representa a viscosidade dinâmica da água ($\mu_{\text{água}} = 1,00 \times 10^{-3} Pa \cdot s$). A permeabilidade de uma descontinuidade pode ser alterada variando a abertura da descontinuidade ou multiplicando o valor teórico do fator de permeabilidade por um dado fator.

Tabela 4.3 - Propriedades hidráulicas da descontinuidade horizontal e aceleração gravítica considerada nas análises

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
k_w (GPa)	2,2	2,2	2,2	2,2
k_{ce} T1 (MPa ⁻¹ s ⁻¹)	$0,8300 \times 10^8$	$0,8300 \times 10^8$	$0,8300 \times 10^8$	$0,8300 \times 10^8$
k_{ce} T2 (MPa ⁻¹ s ⁻¹)	$0,8300 \times 10^8$	$1,6600 \times 10^8$	$0,4150 \times 10^8$	$0,8300 \times 10^8$
a_0 (mm)	0,0834	0,0834	0,0834	0,0834
a_{max} (mm)	$10 \times a_0$	$10 \times a_0$	$10 \times a_0$	$10 \times a_0$
a_{min} (mm)	$1/3 \times a_0$	$1/3 \times a_0$	$1/3 \times a_0$	$1/3 \times a_0$
g (m/s ²)	10	10	10	12500 25000 50000

4.2.2 Procedimento de cálculo

O objetivo do estudo é analisar a influência da permeabilidade da descontinuidade nos valores de pressão e de caudal.

Esta permeabilidade foi tida em conta de duas formas distintas:

- i) Admitindo elementos de canais por onde o escoamento se processa, com uma certa permeabilidade;
- ii) Admitindo elementos de interface por onde o escoamento se processa, com uma certa permeabilidade.

Numa primeira fase realizaram-se estudos numéricos de uma malha para um escoamento processado através de canais. De seguida, analisou-se outra situação de escoamento, que se processa através de elementos de interface.

Em ambas as análises, considerou-se no modelo hidráulico uma abertura inicial de juntas, a_0 , de 0,0834 mm e uma permeabilidade constante. O modelo mecânico cria uma malha tetraédrica que

simula as características mecânicas do material referido na Tabela 4.1, assumindo cargas verticais correspondentes ao peso próprio. Após a convergência do modelo mecânico, realizou-se um cálculo hidromecânico acoplado.

Na segunda e terceira fase foram feitas outras análises, onde se alterou um dos parâmetros hidráulicos, a permeabilidade (para o dobro e para metade), e se manteve a abertura inicial de juntas, a_0 . Também se mantiveram os mesmos parâmetros mecânicos, assumindo cargas verticais correspondentes ao peso próprio. Repetiram-se os estudos para ambas as situações de escoamento.

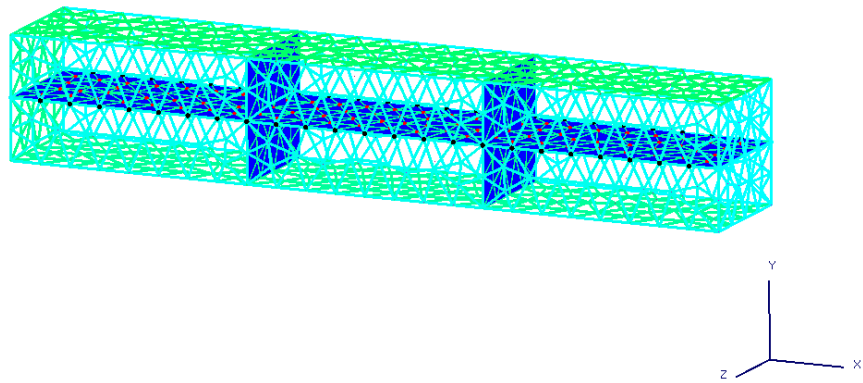
Na quarta e última fase, foram estudadas de novo ambas as situações de escoamento, mantendo todas as condições iniciais do modelo hidráulico, mas alterando o peso do bloco 4 (bloco central superior). Para tal, assumiu-se um agravamento teórico da aceleração gravítica deste bloco (12500 m/s^2 , 25000 m/s^2 , 50000 m/s^2).

4.2.3 Modelos numéricos

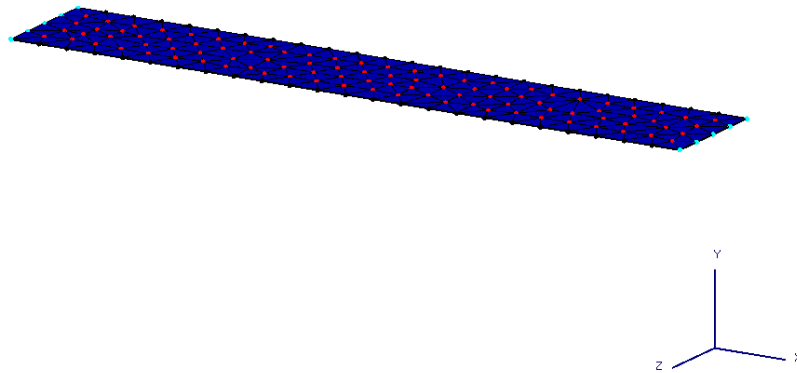
A discretização do domínio é obtida através de elementos tetraédricos, definidos por uma divisão de arestas com $0,125 \text{ m}$ nas direções x , y e z .

O modelo mecânico adotado com a malha anteriormente descrita apresenta 2487 elementos tetraédricos, 925 pontos nodais e 334 elementos de interface triangulares entre os materiais. Por sua vez, o modelo hidráulico de elementos de canais de escoamento possui 152 nós hidráulicos e 738 canais de escoamento enquanto que o modelo hidráulico de elementos de interface possui 152 nós hidráulicos e 246 interfaces de escoamento.

Podem observar-se na Figura 4.3 o modelo mecânico e o modelo hidráulico.



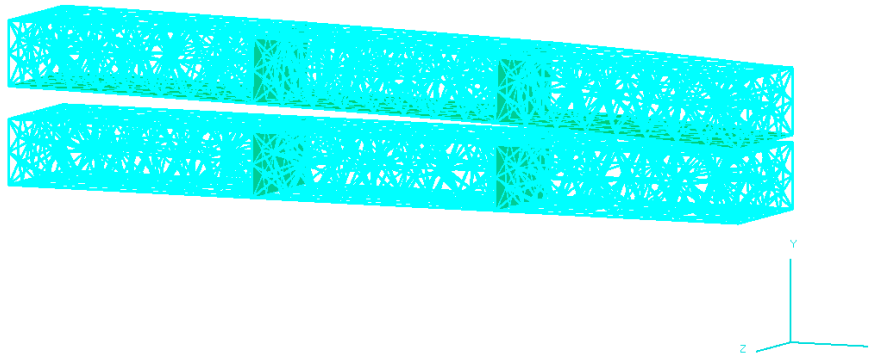
a) Modelo mecânico



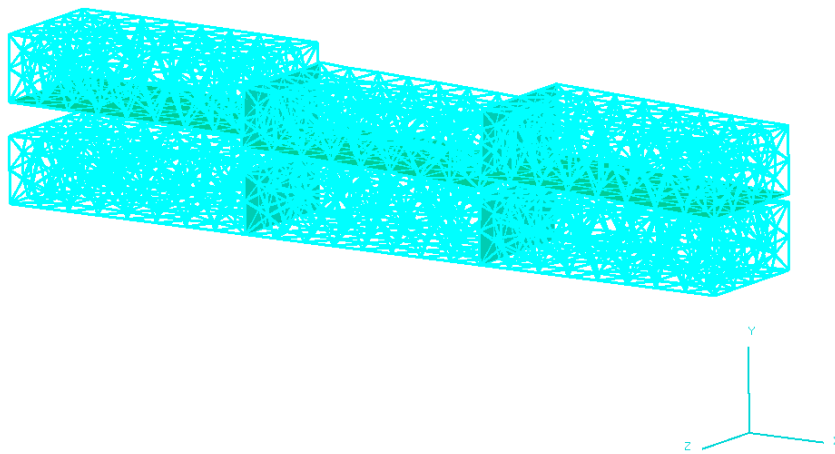
b) Modelo hidráulico

Figura 4.3 - Modelos numéricos dos blocos e da descontinuidade horizontal

Por sua vez, a Figura 4.4 ilustra a deformada dos primeiros três modelos, onde apenas atua o peso próprio dos blocos, e a deformada do quarto modelo, onde é considerado um agravamento da aceleração gravítica no bloco central superior (bloco 4). Estas são as deformadas obtidas no final dos cálculos hidromecânicos acoplados.



a) Deformada dos três primeiros modelos



b) Deformada do modelo 4, para $g=12500 \text{ m/s}^2$

Figura 4.4 - Deformadas dos blocos (ampliadas 1000 vezes)

4.2.4 Análise de resultados

Após terem sido obtidos os resultados numéricos, foram analisados os valores de pressões e caudais dos dois tipos de escoamento, com o intuito de se verificar e validar os cálculos obtidos a partir do módulo computacional Parmac3D-FFlow. A Figura 4.5 apresenta os valores de pressão de água ao longo da junta horizontal, para o primeiro, segundo e terceiro modelos, através dos dois tipos de elementos de escoamento. Estes modelos consideraram apenas o peso próprio dos blocos, encontrando-se os respetivos fatores de permeabilidade apresentados na Tabela 4.3.

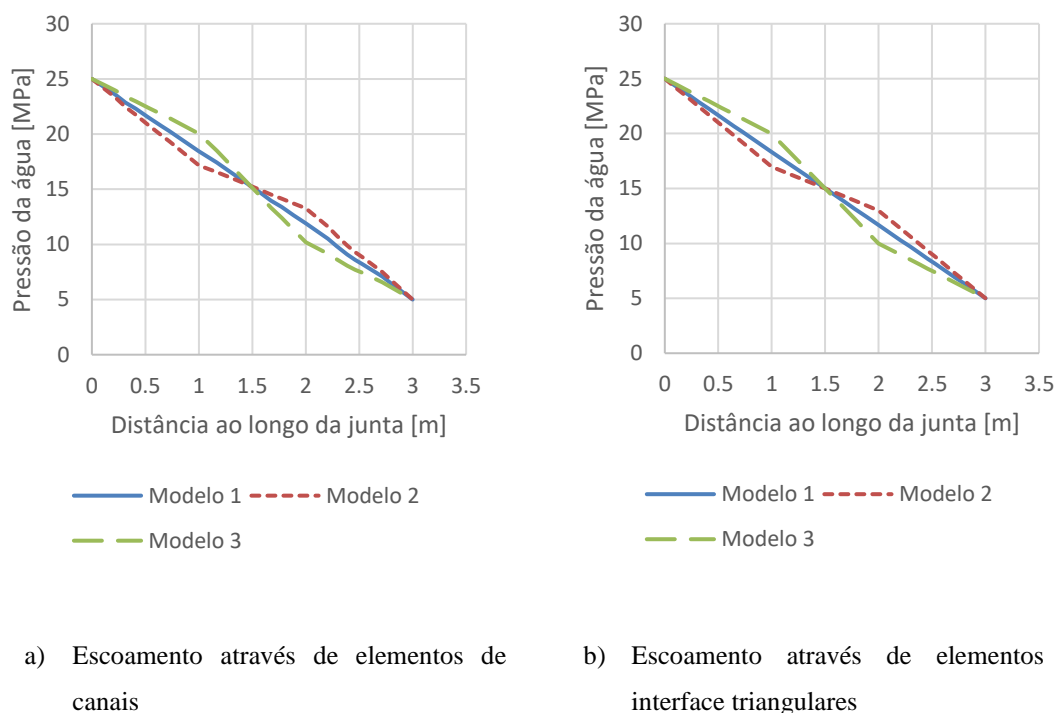


Figura 4.5 - Variação da pressão de água ao longo da descontinuidade horizontal para os modelos 1, 2 e 3

Através da análise dos gráficos pode inferir-se que, para o modelo 1, a pressão da água diminui linearmente ao longo da descontinuidade, da esquerda para a direita. Por outro lado, conclui-se também que os resultados obtidos com os dois tipos de elementos diferentes utilizados para simular o escoamento são iguais.

De forma a analisar o efeito de uma possível heterogeneidade ao longo da descontinuidade horizontal, admitiram-se nos modelos 2 e 3 dois fatores de permeabilidade diferentes no troço central desta descontinuidade, tal como foi referido anteriormente.

Relativamente ao modelo 2 verifica-se, tal como esperado, que a pressão da água não tem uma variação linear. Este facto deve-se ao fator de permeabilidade adotado para o troço central da descontinuidade horizontal. Com efeito, dado se ter considerado o dobro do fator de permeabilidade no troço central, o decréscimo da pressão é menor nesse troço.

Em relação ao modelo 3, verifica-se que, tal como no modelo 2, a pressão da água não tem uma variação linear, pois adotou-se um fator de permeabilidade diferente no troço central. Neste caso, o fator de permeabilidade adotado foi metade do valor de permeabilidade dos troços laterais. Os resultados indicam, tal como esperado, que a diminuição do fator de permeabilidade causa uma maior perda de carga nesse troço.

Na Tabela 4.4 são comparados os valores dos caudais obtidos para os três modelos, para cada tipo de escoamento.

Tabela 4.4 - Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal

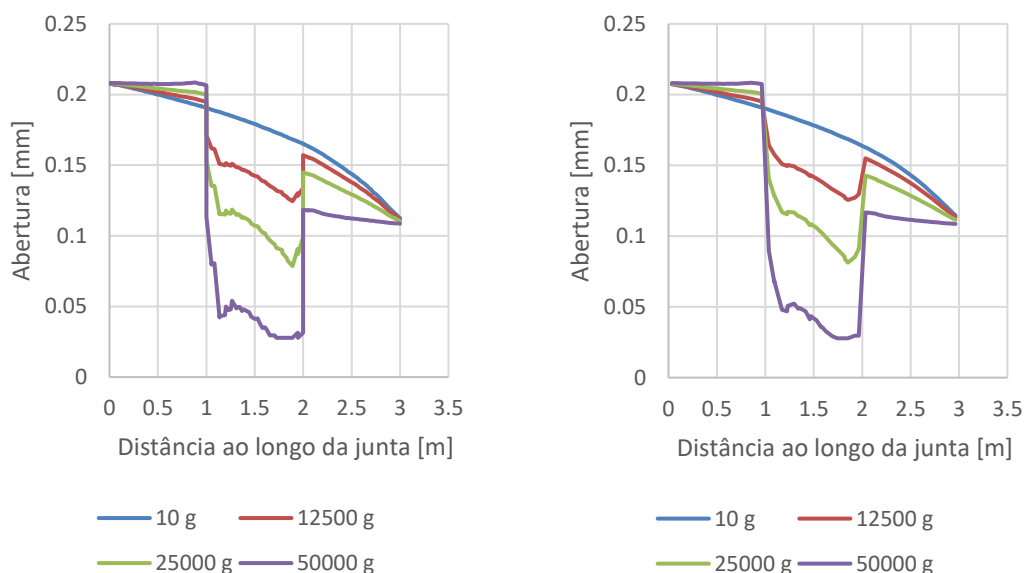
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Caudal (m^3s^{-1}) Escoamento através de canais	$8,09 \times 10^{-5}$	$9,70 \times 10^{-5}$	$6,09 \times 10^{-5}$
Caudal (m^3s^{-1}) Escoamento através de interfaces	$1,61 \times 10^{-4}$	$1,93 \times 10^{-4}$	$1,20 \times 10^{-4}$

Da análise da tabela anterior podem concluir-se que, quanto maior o fator de permeabilidade da junta, maior o caudal escoado. Observa-se também que os valores dos caudais escoados obtidos no modelo com elementos de interface são quase o dobro dos obtidos no modelo em que se considera canais de escoamento. Estes valores serão analisados com mais detalhe no sub-capítulo 4.2.5.

De forma a analisar a influência de um eventual acréscimo de carga vertical sobre o bloco superior central, aplicou-se no modelo 4 um carregamento de peso variável e manteve-se uma permeabilidade constante ao longo da descontinuidade horizontal, como indicado na Tabela 4.3.

Este acréscimo de carga tem como consequência uma diminuição da abertura mecânica do troço central da descontinuidade horizontal que, por sua vez, origina uma diminuição da abertura hidráulica desse troço (zona onde a força se encontra aplicada). A diminuição da abertura hidráulica

ao longo da descontinuidade horizontal, para cada carregamento adotado no modelo 4, encontra-se representada na Figura 4.6. Através da análise dos gráficos, observam-se três patamares distintos. Estes patamares permitem-nos concluir que, tal como esperado, quanto maior for a carga aplicada, menor será a abertura hidráulica no troço central da descontinuidade.



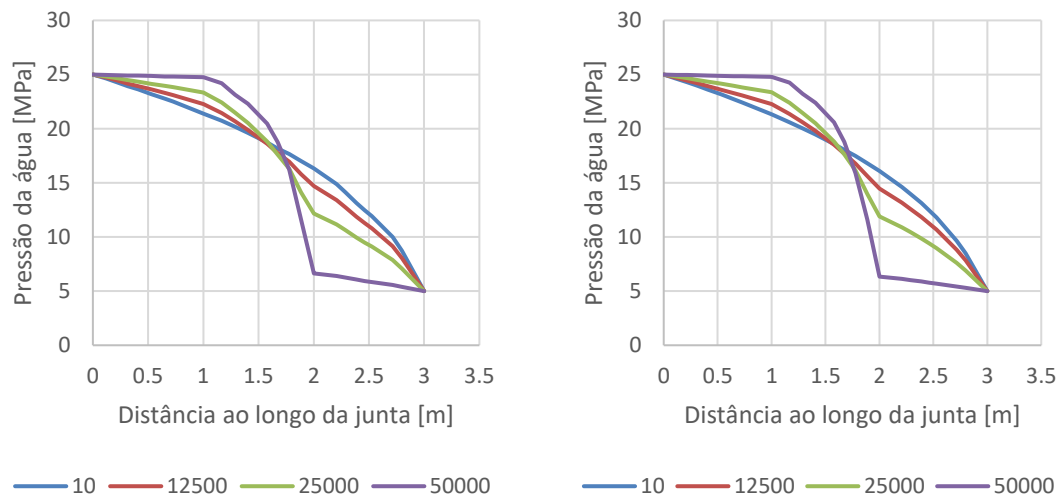
a) Escoamento através de elementos de canais

b) Escoamento através de elementos de interfaces

Figura 4.6 - Variação da abertura hidráulica ao longo da descontinuidade horizontal para o modelo 4, para cada carregamento vertical

Observa-se também que na zona de transição entre os diferentes patamares, o valor da abertura hidráulica varia bruscamente, de forma a garantir a sua continuidade entre diferentes troços.

O acréscimo de carga vertical e, por sua vez, a diminuição das aberturas acima referidas, causam uma redução da permeabilidade no troço central. Conclui-se assim que a pressão é dependente diretamente da carga imposta, isto é, quanto maior for a carga vertical aplicada, mais elevado será o decréscimo da pressão. Na Figura 4.7 pode observar-se a variação da pressão com o aumento de carga, para ambos os escoamentos estudados.



a) Escoamento através de elementos de canais

b) Escoamento através de elementos de interface

Figura 4.7 - Variação da pressão de água ao longo da descontinuidade horizontal para o modelo 4, para cada carregamento vertical

Na Tabela 4.5 são apresentados os valores dos caudais escoados para cada carregamento. A análise dos resultados mostra, tal como esperado, que o caudal escoado diminui quando comparado com o valor obtido no modelo sem carga aplicada (modelo 1). É importante referir que por mais que o caudal diminua, a abertura hidráulica nunca se anula, pois é sempre adotado o critério de abertura mínima que simula a existência de rugosidade das paredes das descontinuidades dos maciços rochosos.

Tabela 4.5 - Caudais que percorrem a descontinuidade horizontal para cada carregamento do modelo 4

Modelo 4	10 m/s²	12500 m/s²	25000 m/s²	50000 m/s²
Caudal (m ³ s ⁻¹) Escoamento através de canais	6,10×10 ⁻⁴	4,74×10 ⁻⁴	3,00×10 ⁻⁴	4,95×10 ⁻⁵
Caudal (m ³ s ⁻¹) Escoamento através de interfaces	1,21×10 ⁻³	9,35×10 ⁻⁴	5,83×10 ⁻⁴	8,07×10 ⁻⁵

4.2.5 Aproximação entre os modelos de escoamento

Apesar de a Equação 3.6 permitir obter uma área total dos canais equivalente à área da interface hidráulica, o caudal escoado através dos dois elementos é diferente. De forma a calibrar os caudais

escoados através desta discretização unidirecional de elementos em 2D, foi encontrada uma relação entre estes e os caudais escoados através de elementos de interface. Esta relação é obtida através de um fator multiplicativo, λ , que é aplicado à pseudo largura, w (definida no sub-capítulo 3.4.2.2) como se observa na Equação 4.2.

$$w \times \lambda = \frac{A}{(L_0 + L_1 + L_3)} \times \lambda \quad (4.2)$$

De forma iterativa, numa primeira análise estudaram-se os valores de caudais escoados no modelo hidráulico (sem ter em conta a interação hidromecânica) do escoamento através de uma descontinuidade horizontal, anteriormente abordada, para três malhas distintas (0,125 m, 0,100 m e 0,0625 m), tendo sido encontrado o fator λ que permitiu a calibração do caudal escoado pelos elementos de canais de escoamento unidirecional. Como se pode observar na Figura 4.8, este fator é aproximadamente igual a 2.

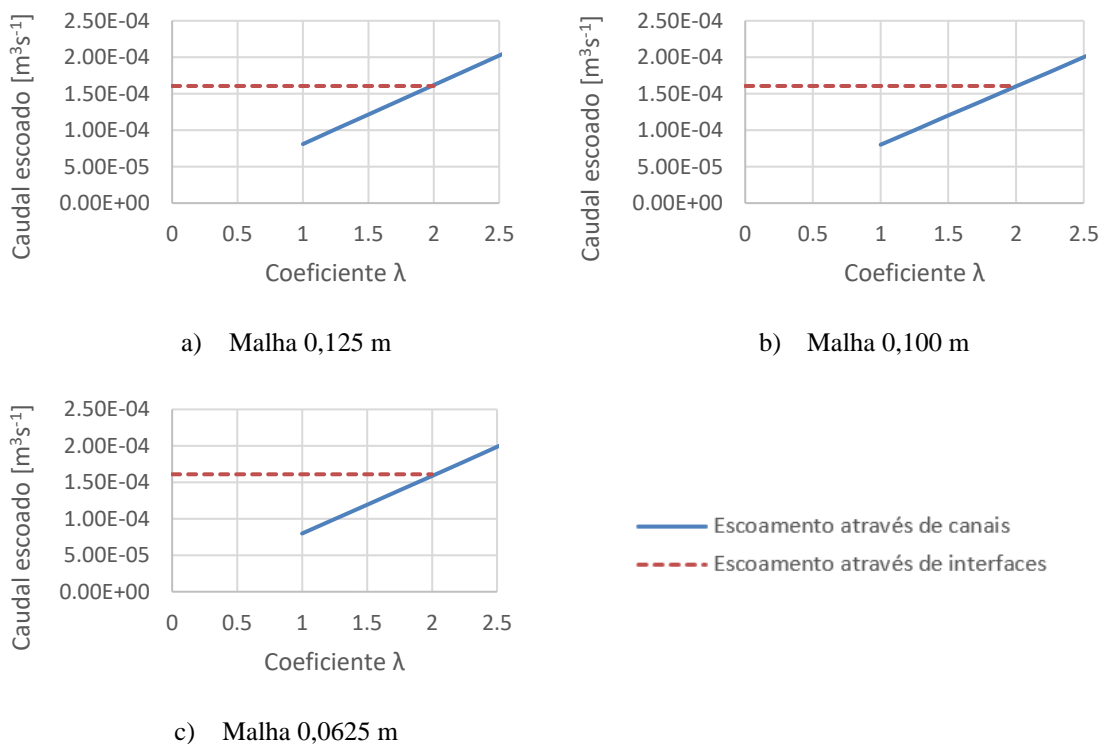


Figura 4.8 - Variação do caudal escoado através de elementos de canais de escoamento consoante o fator λ aplicado para o modelo hidráulico

De seguida foram analisados os valores de caudais escoados no modelo hidromecânico do mesmo exemplo de escoamento, de forma a confirmar que este fator se mantinha. Mais uma vez, de forma

iterativa, estudaram-se os valores de caudais escoados para três malhas distintas (0,125 m, 0,100 m e 0,0625 m), tendo sido encontrado o fator λ que permitiu a calibração do caudal escoado pelos elementos de canais de escoamento unidirecional. Como se pode observar na Figura 4.9, este fator mantém-se quando não se considera um agravamento da aceleração gravítica. Quando este agravamento é considerado, o fator λ diminui de forma não linear. Esta não linearidade não será objeto de estudo nesta dissertação.

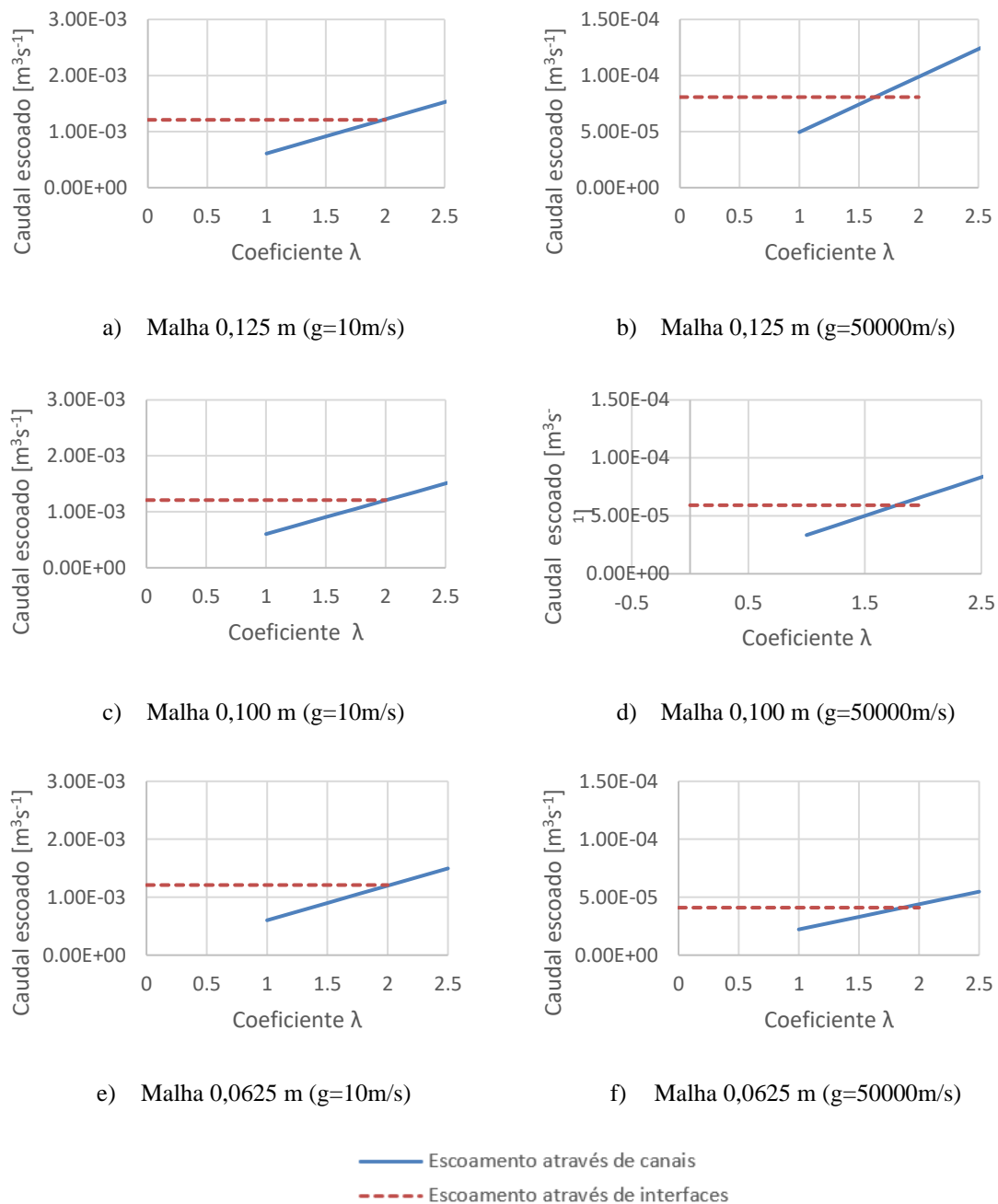


Figura 4.9 - Variação do caudal escoado através de elementos de canais de escoamento consoante o fator λ aplicado para o modelo hidromecânico

Através da análise dos resultados obtidos conclui-se que para modelos hidráulicos (em que não se considera a interação hidromecânica), é possível obter um fator multiplicativo que garante uma aproximação dos valores de caudais escoados através de canais de escoamento aos valores de caudais escoados através de elementos de interface triangulares. Posto isto, este fator multiplicativo $\lambda=2$, que se verificou válido neste exemplo de escoamento através de uma única descontinuidade, será aplicado daqui em diante aquando da utilização de elementos de canais de escoamento.

4.3 Simulação de escoamento através de um meio contínuo

Através deste exemplo de escoamento pretende-se mostrar a potencialidade do modelo hidráulico de natureza discreta adotado na modelação de um meio contínuo e demonstrar a possibilidade de calibração da abertura inicial, a_0 , dos canais de escoamento. Esta calibração permite obter uma permeabilidade equivalente à do modelo contínuo em estudo.

4.3.1 Solução analítica

A estrutura apresentada na Figura 4.10 mostra o modelo adotado de um paralelepípedo com comprimento L_1+L_2 e com altura e largura iguais, H . Para ser possível analisar o correspondente modelo hidráulico teve-se que, em primeiro lugar, definir as condições de fronteira. Considerou-se então:

- i) faces superior e inferior impermeáveis;
- ii) faces laterais de dimensão L_1+L_2 impermeáveis;
- iii) faces de topo quadrangulares com pressões constantes impostas: face esquerda $x = 0$, P_1 e face direita $x = L_1+L_2$, P_2 ;
- iv) pressão P_1 superior à pressão P_2 ($P_1 = 25$ MPa e $P_2 = 2$ MPa).

Através desta imposição de pressões garante-se que o escoamento se processa da face lateral esquerda para a face lateral direita. É importante salientar que o meio é assumido como isotrópico e homogéneo.

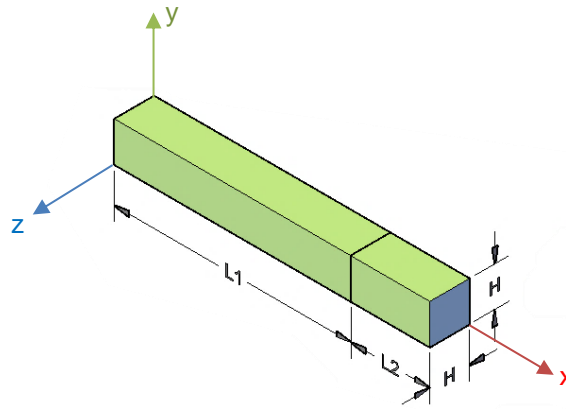


Figura 4.10 - Geometria do modelo de simulação do escoamento através de um meio contínuo

Considerando a equação da lei de Darcy, o caudal que percorre o modelo quando é atingido o equilíbrio, é dado por:

$$Q = \frac{kA(P_1 - P_2)}{\mu L} \quad (4.3)$$

onde A representa a área da secção transversal, L representa o comprimento da secção longitudinal, μ representa a viscosidade dinâmica do fluído ($\mu_{\text{água}} = 1,00 \times 10^{-3} Pa.s$) e k representa a permeabilidade do meio. Assim, a permeabilidade pode ser expressa através da seguinte equação:

$$k = \frac{Q\mu L}{A(P_1 - P_2)} \quad (4.4)$$

Quando o meio é constituído por dois materiais com permeabilidades distintas, o caudal que percorre cada um dos materiais é dado por:

$$Q_1 = \frac{k_1 A_1 (P_1 - P_m)}{\mu L_1} \quad (4.5)$$

$$Q_2 = \frac{k_2 A_2 (P_m - P_2)}{\mu L_2} \quad (4.6)$$

onde P_m representa a pressão existente na interface de transição entre os dois materiais. Uma vez que o escoamento é contínuo, o caudal escoado no material 1 tem que ser igual ao caudal escoado no material 2.

$$Q_1 = Q_2 \Leftrightarrow \frac{k_1 A_1 (P_1 - P_m)}{\mu L_1} = \frac{k_2 A_2 (P_m - P_2)}{\mu L_2} \quad (4.7)$$

Através desta igualdade, é possível obter o valor analítico da pressão na interface entre os dois materiais.

$$P_m = \frac{k_1 L_2 P_1 + k_2 L_1 P_2}{k_1 L_2 + k_2 L_1} \quad (4.8)$$

4.3.2 Procedimento de cálculo

Em primeiro lugar, realizaram-se análises numéricas considerando um único material e duas malhas distintas. Para cada malha definiram-se vários valores de abertura inicial dos canais de escoamento, de forma a obterem-se valores de caudais percolados. Por sua vez, estes caudais permitem a definição da permeabilidade do meio contínuo equivalente, através da Equação 4.4. As análises foram feitas admitindo dois tipos de elementos: elementos de interface e elementos de canais de escoamento.

Numa fase seguinte utilizaram-se os valores de permeabilidade calculados para a análise de outro modelo de escoamento. Este modelo processa-se através de dois materiais com permeabilidades diferentes, tendo-se obtido resultados numéricos de pressões e caudais que foram posteriormente comparados com os valores de solução analítica. Nesta segunda fase, a análise foi efetuada admitindo apenas elementos de interface, pois o tempo de simulação utilizando o modelo com elementos de canais de escoamento é muito superior, sendo cerca de 8 h por simulação.

4.3.3 Modelos numéricos

Foram analisados dois casos de escoamento (escoamento através de um meio homogéneo e isotrópico e escoamento através de dois materiais com diferentes permeabilidades), com o intuito de se verificar o desempenho do módulo computacional Parmac3D-FFlow. A discretização do domínio é obtida através de duas malhas distintas, A e B, de elementos tetraédricos, definidos por uma divisão de arestas respetivamente com 0,200 m e 0,100 m, nas direções x, y e z.

O modelo hidromecânico adotado com a malha A apresenta 755 elementos tetraédricos e 3020 pontos nodais. O respetivo modelo mecânico apresenta 1249 elementos de interface enquanto que o modelo hidráulico apresenta 278 nós hidráulicos, 1233 interfaces de escoamento e 3699 canais de escoamento. Por sua vez, o modelo da malha B possui 5176 elementos tetraédricos e 20704 pontos nodais. O modelo mecânico desta malha apresenta 9273 elementos de interface e o modelo hidráulico apresenta 1439 nós hidráulicos, 9209 elementos de interface e 27627 canais de escoamento. Na Figura 4.11 podem observar-se as diferentes malhas.

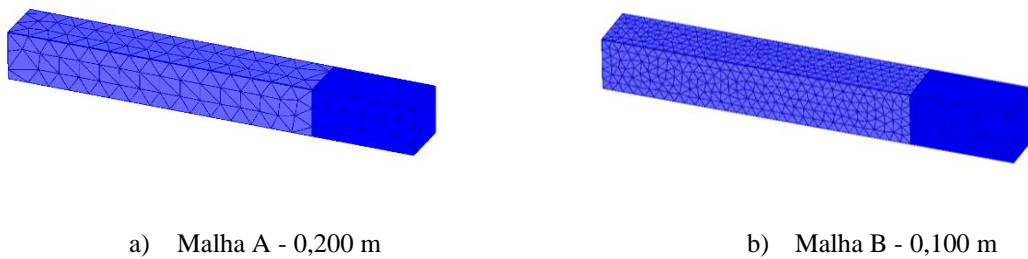


Figura 4.11 - Malhas utilizadas na análise do escoamento

4.3.4 Análise de resultados

4.3.4.1 Material homogéneo

Numa primeira fase analisou-se o escoamento através de um meio homogéneo, constituído apenas por um material. Para tal, considerou-se um comprimento de 4,0 m para o segmento L_1 , 0 m para o segmento L_2 e 0,5 m para a largura e altura. O meio encontra-se representado na Figura 4.12.

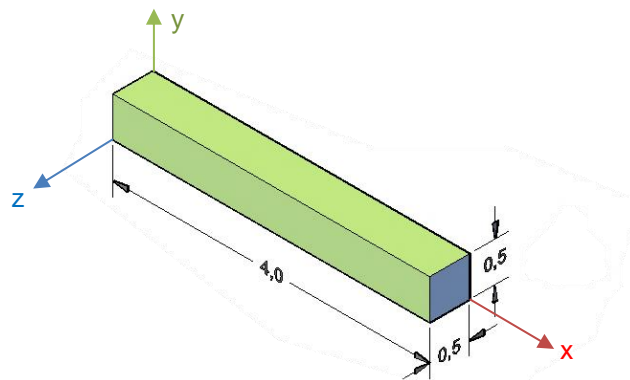


Figura 4.12 - Geometria do modelo constituído por um material homogéneo

Como apresenta a Tabela 4.6, foram obtidos vários valores de caudal considerando diferentes valores de abertura inicial, a_0 , através da utilização de elementos de interface e de canais de escoamento, tendo-se calculado o correspondente valor de permeabilidade equivalente através da Equação 4.4.

Tabela 4.6 - Valores de caudal e permeabilidade equivalente

a) Malha A

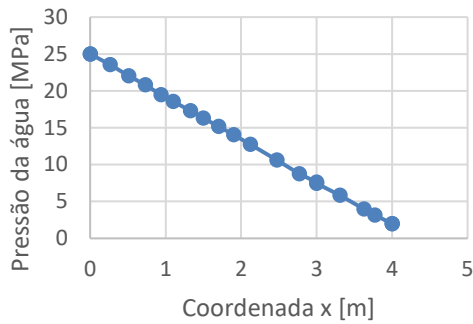
a_0 (m)	Caudal, Q (m^3s^{-1}) Esc. através de interfaces	Permeabilidade, k (m^2)	Caudal, Q (m^3s^{-1}) Esc. através de canais $\lambda=1$	Caudal, Q (m^3s^{-1}) Esc. através de canais $\lambda=2$	Permeabilidade equivalente, k (m^2)
$0,167 \times 10^{-5}$	$1,09 \times 10^{-8}$	$7,58 \times 10^{-18}$	$5,06 \times 10^{-9}$	$1,01 \times 10^{-8}$	$7,04 \times 10^{-18}$
$0,334 \times 10^{-5}$	$8,74 \times 10^{-8}$	$6,08 \times 10^{-17}$	$4,06 \times 10^{-8}$	$8,13 \times 10^{-8}$	$5,65 \times 10^{-17}$
$0,834 \times 10^{-5}$	$1,36 \times 10^{-6}$	$9,47 \times 10^{-16}$	$6,33 \times 10^{-7}$	$1,27 \times 10^{-6}$	$8,80 \times 10^{-16}$
$0,167 \times 10^{-4}$	$1,09 \times 10^{-5}$	$7,58 \times 10^{-15}$	$5,06 \times 10^{-6}$	$1,01 \times 10^{-5}$	$7,04 \times 10^{-15}$
$0,334 \times 10^{-4}$	$8,74 \times 10^{-5}$	$6,08 \times 10^{-14}$	$4,06 \times 10^{-5}$	$8,13 \times 10^{-5}$	$5,65 \times 10^{-14}$
$0,834 \times 10^{-4}$	$1,36 \times 10^{-3}$	$9,47 \times 10^{-13}$	$6,33 \times 10^{-4}$	$1,27 \times 10^{-3}$	$8,80 \times 10^{-13}$
$0,167 \times 10^{-3}$	$1,09 \times 10^{-2}$	$7,58 \times 10^{-12}$	$5,06 \times 10^{-3}$	$1,01 \times 10^{-2}$	$7,04 \times 10^{-12}$

b) Malha B

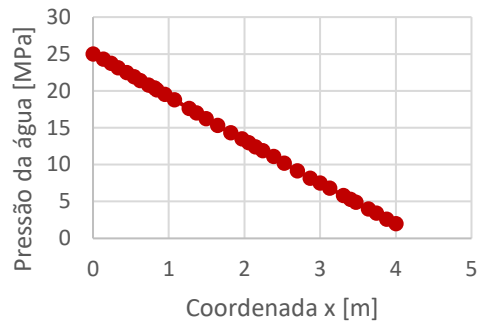
a_0 (m)	Caudal, Q (m^3s^{-1}) Esc. através de interfaces	Permeabilidade, k (m^2)	Caudal, Q (m^3s^{-1}) Esc. através de canais $\lambda=1$	Caudal, Q (m^3s^{-1}) Esc. através de canais $\lambda=2$	Permeabilidade equivalente, k (m^2)
$0,167 \times 10^{-5}$	$2,22 \times 10^{-8}$	$1,54 \times 10^{-17}$	$1,03 \times 10^{-8}$	$2,06 \times 10^{-8}$	$1,44 \times 10^{-17}$
$0,334 \times 10^{-5}$	$1,78 \times 10^{-7}$	$1,24 \times 10^{-16}$	$8,29 \times 10^{-8}$	$1,66 \times 10^{-7}$	$1,15 \times 10^{-16}$
$0,834 \times 10^{-5}$	$2,77 \times 10^{-6}$	$1,93 \times 10^{-15}$	$1,29 \times 10^{-6}$	$2,58 \times 10^{-6}$	$1,79 \times 10^{-15}$
$0,167 \times 10^{-4}$	$2,22 \times 10^{-5}$	$1,54 \times 10^{-14}$	$1,03 \times 10^{-5}$	$2,06 \times 10^{-5}$	$1,44 \times 10^{-14}$
$0,334 \times 10^{-4}$	$1,78 \times 10^{-4}$	$1,24 \times 10^{-13}$	$8,29 \times 10^{-5}$	$1,66 \times 10^{-4}$	$1,15 \times 10^{-13}$
$0,834 \times 10^{-4}$	$2,77 \times 10^{-3}$	$1,93 \times 10^{-12}$	$1,29 \times 10^{-3}$	$2,58 \times 10^{-3}$	$1,79 \times 10^{-12}$
$0,167 \times 10^{-3}$	$2,22 \times 10^{-2}$	$1,54 \times 10^{-11}$	$1,03 \times 10^{-2}$	$2,06 \times 10^{-2}$	$1,44 \times 10^{-11}$

Foi aplicado o fator multiplicativo encontrado no subcapítulo anterior, $\lambda=2$, de forma a aproximar o modelo de elementos de canais de escoamento ao modelo de elementos de interface. Como se observa, os caudais apresentam valores muito semelhantes, com um erro máximo de 7%. Posto isto, daqui em diante foram apenas analisados os valores obtidos usando o modelo de escoamento através

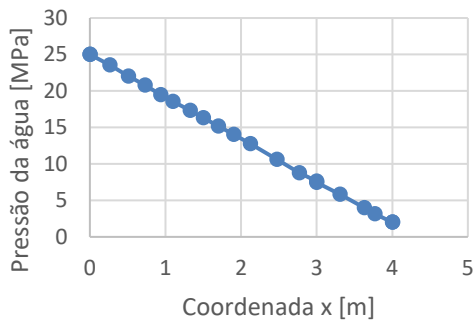
de elementos de interface, pois o tempo de simulação destes ($\approx 2h/simulação$) é muito inferior ao de elementos de canais de escoamento ($\approx 8h/simulação$). O domínio considerado para o estudo da variação de pressão e caudais é composto pelos nós hidráulicos pertencentes a uma linha horizontal a meia espessura do modelo. A Figura 4.13 apresenta os valores de pressão de água ao longo do domínio através de elementos de interface, para as duas malhas. Para cada malha, consideraram-se três aberturas iniciais distintas: $0,167 \times 10^{-5} m$, $0,167 \times 10^{-4} m$ e $0,167 \times 10^{-3} m$.



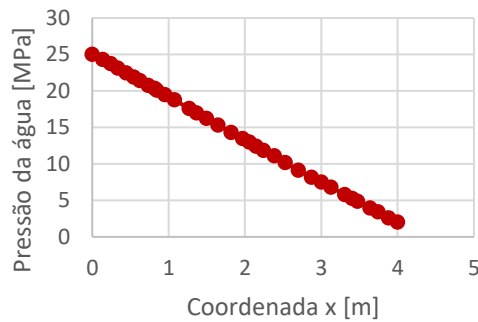
a) Malha A com $a_0 = 0,167 \times 10^{-5} m$



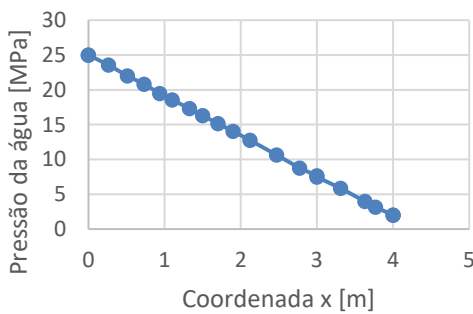
b) Malha B com $a_0 = 0,167 \times 10^{-5} m$



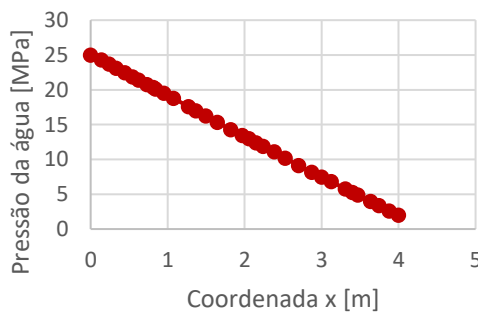
c) Malha A com $a_0 = 0,167 \times 10^{-4} m$



d) Malha B com $a_0 = 0,167 \times 10^{-4} m$



e) Malha A com $a_0 = 0,167 \times 10^{-3} m$



f) Malha B com $a_0 = 0,167 \times 10^{-3} m$

Figura 4.13 - Variação de pressão ao longo do domínio considerado para as malhas A e B, para elementos de interface com diferentes aberturas

Através da análise dos gráficos podem verificar-se, como esperado, que a distribuição de pressões da água diminui linearmente ao longo do modelo, da esquerda para a direita. Esta variação linear é semelhante à distribuição de pressões esperada no modelo contínuo e está relacionada com o facto de a perda de carga ser constante, de 25 MPa para 2 MPa. Por outro lado, conclui-se também que os resultados obtidos através das diferentes malhas são iguais.

A Figura 4.14 apresenta a variação dos caudais em função das aberturas hidráulicas ao longo dos elementos de interface, para cada malha considerada. Através da análise do gráfico pode inferir-se que o valor do caudal escoado é proporcional ao valor da abertura inicial, isto é, quanto maior for a abertura, maior é o caudal. Observa-se também que quanto mais refinada for a malha, maior é o caudal que percorre o modelo. Efetivamente, quanto mais refinada for a malha maior será a sua porosidade e conseqüentemente maior será o caudal que se pode escoar pelo meio.

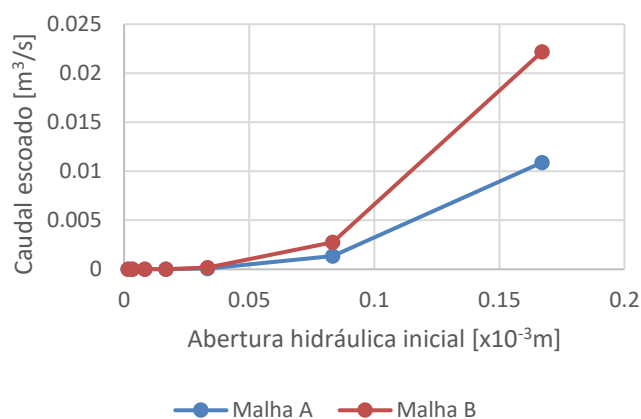


Figura 4.14 - Variação do caudal com a abertura hidráulica

4.3.4.2 *Dois materiais*

Numa segunda fase, analisou-se o escoamento através de um meio com duas permeabilidades diferentes. Para tal, considerou-se um comprimento de 3,0 m para o segmento L_1 , 1,0 m para o segmento L_2 e 0,5 m para a largura e altura. Os materiais Mat_1 e Mat_2 encontram-se representados na Figura 4.15.

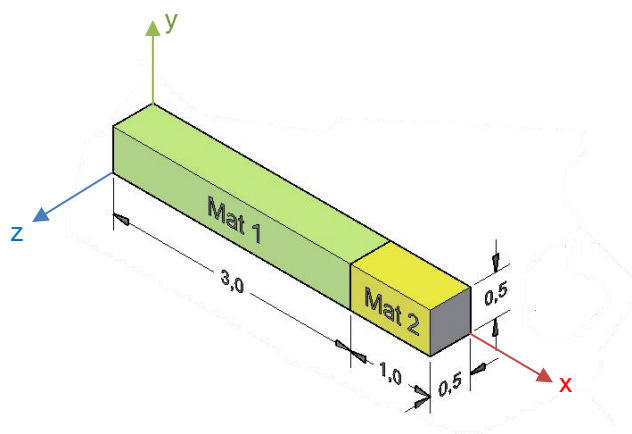


Figura 4.15 - Geometria do modelo constituído por dois materiais de permeabilidades diferentes

A Tabela 4.7 apresenta os valores de abertura inicial, a_0 , anteriormente utilizados no modelo de escoamento através de um material homogéneo e a correspondente permeabilidade equivalente de meio contínuo para ambos os materiais e para as duas malhas consideradas.

Tabela 4.7 - Valores de caudal e permeabilidade equivalente

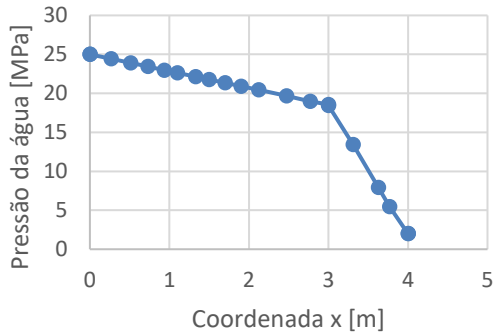
a) Malha A

a_0 (m) Mat ₁	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de interfaces	Permeabilidade equivalente, k (m ²)	a_0 (m) Mat ₂	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de interfaces	Permeabilidade equivalente, k (m ²)
$0,167 \times 10^{-4}$	$1,09 \times 10^{-8}$	$7,58 \times 10^{-15}$	$0,834 \times 10^{-5}$	$1,36 \times 10^{-6}$	$9,47 \times 10^{-16}$
$0,834 \times 10^{-5}$	$1,36 \times 10^{-6}$	$9,47 \times 10^{-16}$	$0,167 \times 10^{-4}$	$1,09 \times 10^{-8}$	$7,58 \times 10^{-15}$

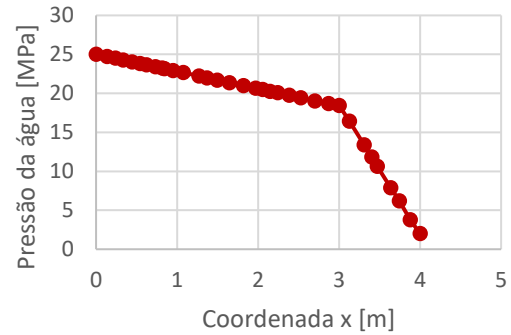
b) Malha B

a_0 (m) Mat ₁	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de interfaces	Permeabilidade equivalente, k (m ²)	a_0 (m) Mat ₂	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de interfaces	Permeabilidade equivalente, k (m ²)
$0,167 \times 10^{-4}$	$2,22 \times 10^{-5}$	$1,54 \times 10^{-14}$	$0,834 \times 10^{-5}$	$2,77 \times 10^{-6}$	$1,93 \times 10^{-15}$
$0,834 \times 10^{-5}$	$2,77 \times 10^{-6}$	$1,93 \times 10^{-15}$	$0,167 \times 10^{-4}$	$2,22 \times 10^{-5}$	$1,54 \times 10^{-14}$

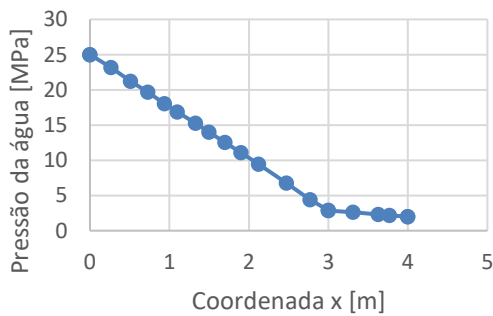
Na Figura 4.16 é possível visualizar a distribuição de pressão de água para as diferentes aberturas iniciais dos elementos de interface, adotadas para cada material e apresentadas na tabela anterior.



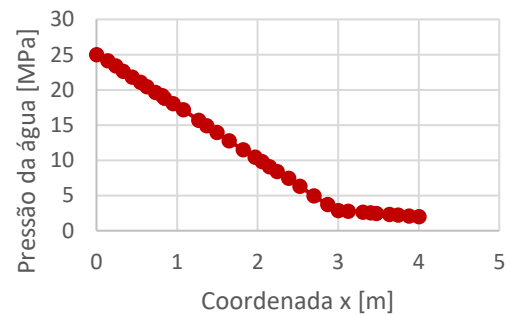
a) Malha A com $a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}$ m e $a_{0,M2} = 0,8347 \times 10^{-5}$ m



b) Malha B com $a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}$ m e $a_{0,M2} = 0,8347 \times 10^{-5}$ m



c) Malha A com $a_{0,M1} = 0,8347 \times 10^{-5}$ m e $a_{0,M2} = 0,167 \times 10^{-4}$ m



d) Malha B com $a_{0,M1} = 0,8347 \times 10^{-5}$ m e $a_{0,M2} = 0,167 \times 10^{-4}$ m

Figura 4.16 - Variação de pressão ao longo do domínio considerado para as malhas A e B, para elementos de interface com diferentes aberturas

Através da análise dos gráficos anteriores, verifica-se a existência de dois troços distintos em que cada troço representa um material. Verifica-se também que a perda de pressão é superior no troço associado ao material cuja abertura inicial, a_0 , é menor e consequentemente a permeabilidade também. É possível verificar também que através do modelo hidráulico discreto, é possível simular um meio contínuo e que existe uma relação entre o valor de abertura adotado e o valor da permeabilidade equivalente do meio contínuo.

Nas Tabelas 4.8 e 4.9 são apresentados os valores analíticos de pressão na interface de transição entre os dois materiais com diferentes permeabilidades e o respetivo caudal. Estes valores foram calculados tendo por base as Equações 4.7 e 4.8, tendo sido posteriormente comparados com os valores obtidos com o modelo numérico. Por fim, é indicado o valor correspondente ao erro relativo, em percentagem.

Tabela 4.8 - Comparação dos valores analíticos de pressões e caudais com os valores obtidos com o modelo numérico (malha A)

a) Pressão na interface

	Valor analítico da pressão na interface (kPa)	Pressão calculada (kPa)	Erro relativo (%)
$a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}m$ $a_{0,M2} = 0,8347 \times 10^{-5}m$	$1,87 \times 10^4$	$1,86 \times 10^4$	0,84 %
$a_{0,M1} = 0,8347 \times 10^{-5}m$ $a_{0,M2} = 0,167 \times 10^{-4}m$	$2,92 \times 10^3$	$2,90 \times 10^3$	0,63 %

b) Caudal percolado

	Valor analítico do caudal (kPa)	Caudal calculado (m³/s)	Erro relativo (%)
$a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}m$ $a_{0,M2} = 0,834 \times 10^{-5}m$	$3,96 \times 10^{-6}$	$4,05 \times 10^{-6}$	-2,14 %
$a_{0,M1} = 0,834 \times 10^{-5}m$ $a_{0,M2} = 0,167 \times 10^{-4}m$	$1,74 \times 10^{-6}$	$1,73 \times 10^{-6}$	0,82 %

Tabela 4.9 - Comparação dos valores analíticos de pressões e caudais com os valores obtidos com o modelo numérico (malha B)

c) Pressão na interface

	Valor analítico da pressão na interface (kPa)	Pressão calculada (kPa)	Erro relativo (%)
$a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}m$ $a_{0,M2} = 0,834 \times 10^{-5}m$	$1,87 \times 10^4$	$1,84 \times 10^4$	1,63 %
$a_{0,M1} = 0,834 \times 10^{-5}m$ $a_{0,M2} = 0,167 \times 10^{-4}m$	$2,92 \times 10^3$	$2,87 \times 10^3$	1,79 %

d) Caudal percolado

	Valor analítico do caudal (kPa)	Caudal calculado (m³/s)	Erro relativo (%)
$a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}m$ $a_{0,M2} = 0,834 \times 10^{-5}m$	$8,05 \times 10^{-6}$	$8,34 \times 10^{-6}$	-3.61 %
$a_{0,M1} = 0,834 \times 10^{-5}m$ $a_{0,M2} = 0,167 \times 10^{-4}m$	$3,55 \times 10^{-6}$	$3,50 \times 10^{-6}$	1,44 %

Através da análise das tabelas anteriores verifica-se o modelo hidráulico discreto prevê valores de pressão na interface e de caudal percolado muito semelhantes aos valores analíticos, existindo uma maior precisão nos valores de pressão. De qualquer modo, o erro relativo é sempre muito pequeno, sendo inferior a 4% em todas as situações analisadas.

5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DA FUNDAÇÃO DE UMA BARRAGEM GRAVIDADE

5.1 Considerações iniciais

De forma a analisar o comportamento hidromecânico da fundação de barragens gravidade, foi desenvolvido um modelo hipotético que tem como base a geometria da secção transversal da barragem de Penha Garcia.

A barragem gravidade de Penha Garcia encontra-se localizada no concelho de Idanha-a-Nova, distrito de Castelo Branco, Portugal. A barragem foi projetada em 1975, tendo sido concluída a obra em 1979. O dono de obra é a ADLVT – Águas de Lisboa e Vale do Tejo, S.A. A barragem cria uma albufeira cujas principais finalidades são o abastecimento municipal e a rega.

A barragem tem uma altura acima da fundação de 25 m e um desenvolvimento no coroamento de 112 m. A cota de água da albufeira no nível de pleno armazenamento (NPA) é de 516 m e o nível máximo de cheia (NMC) é de 517,65 m. Na Figura 5.1 apresenta-se o corte transversal da barragem.

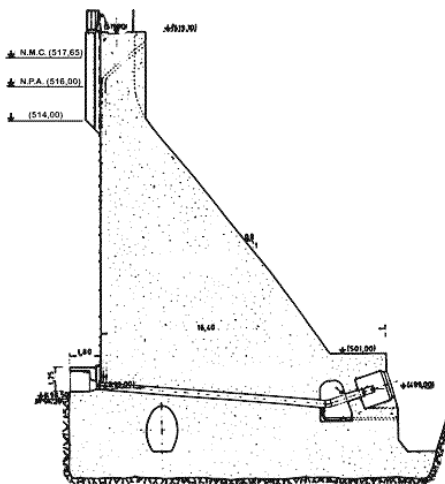


Figura 5.1 - Corte transversal da barragem de Penha Garcia
(http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Penhagarcia.htm)

O modelo inicialmente desenvolvido permitiu efetuar quatro análises hidromecânicas distintas:

- i) Primeira análise, admitindo propriedades uniformes em toda a fundação;
- ii) Segunda análise, considerando a existência da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem;
- iii) Terceira análise, considerando apenas a existência da cortina de impermeabilização;
- iv) Quarta análise, considerando apenas a existência do sistema de drenagem.

Em todas estas análises admitiram-se duas hipóteses de cálculo: i) regime elástico e ii) regime não linear nas interfaces rocha/rocha e betão/rocha.

Apresenta-se de seguida a geometria dos modelos numéricos e as propriedades do maciço de fundação e da barragem. Descrevem-se também os procedimentos necessários à implementação dos modelos no módulo computacional Parmac3D-Fflow em termos das condições de fronteira e das características dos materiais.

Primeiramente foram realizados cálculos hidromecânicos para o nível máximo de água na albufeira de forma a analisar-se o efeito da presença da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem. Para estudar o efeito da presença destes dispositivos, foram analisadas as pressões ao longo da interface betão/maciço de fundação e os caudais percolados ao longo das descontinuidades no maciço de fundação.

Numa fase seguinte, tendo em conta os modelos em que se simula a cortina de impermeabilização e o sistema de drenagem, procurou-se fazer uma análise de equilíbrio limite.

Por forma a verificar se o nível de discretização da malha de elementos finitos influencia os resultados obtidos, foram analisadas duas malhas diferentes e compararam-se os resultados.

5.2 Geometria, condições de fronteira e propriedades dos materiais

A geometria dos modelos desenvolvidos encontra-se apresentada na Figura 5.2, em que H representa a altura da barragem e a a largura do coroamento. O modelo inicial de blocos foi gerado com base nos algoritmos de geração incluídos no programa UDEC (Itasca, 2004). Nas análises em

que se consideram os dispositivos de dissipação de energia, a cortina de impermeabilização possui uma largura de $1/11$ da dimensão da altura da barragem e uma profundidade de $0,6H$. Normalmente é considerada uma inclinação para montante de 70° para a cortina de impermeabilização. Porém, nos modelos analisados, por simplificação desprezou-se a inclinação. Por sua vez, a cortina de drenagem possui uma profundidade de $0,3H$ e encontra-se a jusante da cortina de impermeabilização. Na Tabela 5.1 encontram-se os valores adotados para as dimensões acima indicadas. Refira-se ainda que, no caso em estudo, tem-se $H=25\text{m}$ e $a=2,60\text{ m}$.

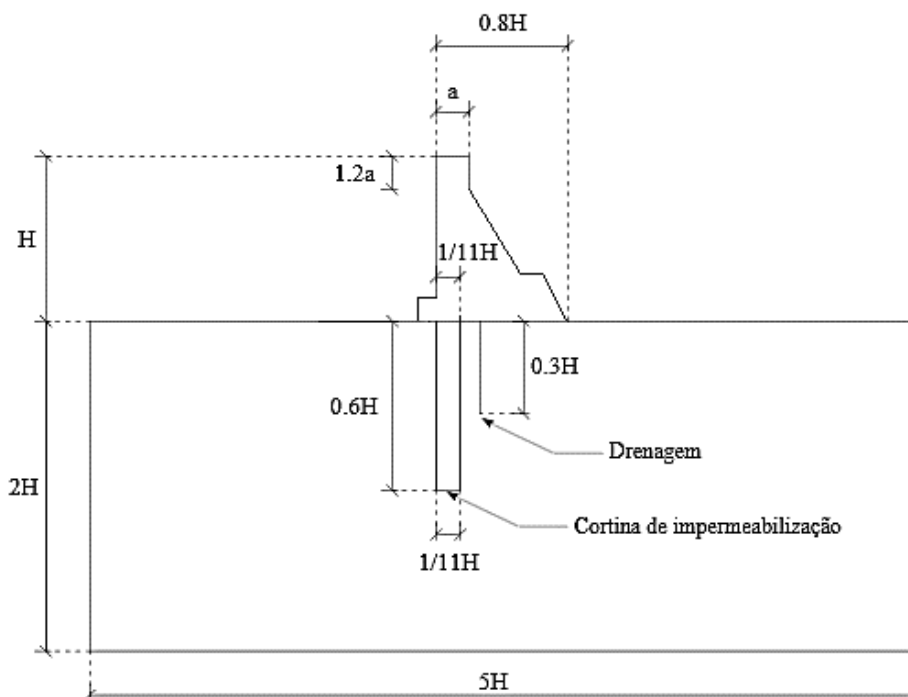


Figura 5.2 - Geometria dos modelos adotados para a barragem e fundação

Tabela 5.1 - Valores adotados para cada análise da barragem

Análise	Altura da barragem (m)	Profundidade da cortina de impermeabilização (m)	Profundidade da cortina de drenagem (m)
1	25	-	-
2	25	15	7,5
3	25	15	-
4	25	-	7,5

Para ser possível analisar os modelos hidromecânicos teve-se que, em primeiro lugar, definir o modelo mecânico. Este modelo tem como condições de fronteira:

- i) deslocamento nulo em todas as direções nas fronteiras laterais esquerda e direita e na base da fundação;
- ii) pressões equivalentes à pressão hidrostática aplicadas no paramento de montante da barragem e na base da albufera.

O modelo mecânico é igual para todos os modelos numéricos estudados, sendo constituído por dois materiais: material 1, que se refere ao betão da barragem, e material 2, que simula os blocos do maciço rochoso de fundação. As propriedades mecânicas dos materiais que constituem o modelo encontram-se na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Propriedades mecânicas dos materiais

Propriedades mecânicas	Material 1 (betão)	Material 2 (rocha)
Módulo de Young E (GPa)	20	12
Coefficiente de Poisson ν (-)	0,20	0,20
Massa volúmica ρ (kg/m ³)	2400	2650

Nos elementos de interface da zona de betão da barragem, nas descontinuidades do maciço e na ligação barragem/fundação, admitiram-se duas hipóteses de cálculo: i) regime elástico e ii) regime não linear. Para o regime não linear, adotou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para simular a ligação entre os elementos de interface betão/rocha e rocha/rocha.

Os parâmetros de rigidez normal e rigidez ao corte, comuns a ambas as hipóteses de cálculo, encontram-se definidos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Propriedades mecânicas dos elementos de interface

Rigidez das interfaces	Valor (GPa/m)
Rigidez normal, k_n	24
Rigidez tangencial, k_s	9,6

Os parâmetros de Mohr-Coulomb adotados para o modelo não linear encontram-se definidos na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Propriedades mecânicas dos elementos de interface em regime não linear

Propriedades mecânicas	Betão/Rocha	Rocha/Rocha
Ângulo de atrito interno, φ (°)	45	45
Coefficiente de atrito, $\tan \varphi$	1	1
Coesão, c (MPa)	2	0
Resistência máxima à tração, σ_t (Mpa)	2	0

Após a definição das condições de fronteira e das características mecânicas do modelo mecânico, admitiram-se as seguintes condições de fronteira para o modelo hidráulico:

- i) permeabilidade nula nas fronteiras laterais esquerda e direita e na base da fundação;
- ii) pressão hidrostática equivalente a 25 m de coluna de água no topo do maciço rochoso a montante da barragem (base da albufeira) e no paramento de montante da barragem.

A Tabela 5.5 apresenta as propriedades hidráulicas dos canais de escoamento.

Tabela 5.5 - Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento (CE)

	CE Betão/Maciço	CE Maciço/Maciço
k_w (GPa)	2,2	2,2
k_{ce} (MPa ⁻¹ s ⁻¹)	$0,4150 \times 10^5$	$0,8300 \times 10^5$
a_0 (mm)	$1,6680 \times 10^{-4}$	$1,6680 \times 10^{-4}$
a_{max} (mm)	$10 \times a_0$	$10 \times a_0$
a_{min} (mm)	$1/3 \times a_0$	$1/3 \times a_0$

É de notar que, para a simulação da existência dos dispositivos de controlo de escoamento, alguns parâmetros foram alterados em relação aos modelos que não possuíam tais dispositivos. Assim, nos modelos em que se considerou a cortina de impermeabilização adotou-se nos canais de escoamento da zona da cortina, um fator de permeabilidade 10 vezes inferior ao fator adotado no restante maciço rochoso de fundação. Por sua vez, o sistema de drenagem foi simulado através da imposição de um valor de pressão nessa zona equivalente a um terço da altura de água a montante.

5.3 Procedimento de cálculo

Realizaram-se análises numéricas com duas malhas distintas: malha A, larga, e malha B, mais refinada. O tempo de cálculo com a malha refinada (cerca de 2 horas) foi aproximadamente 12 vezes superior ao tempo de cálculo com a malha larga (aproximadamente 10 minutos). Para cada análise numérica foram admitidas as duas hipóteses de cálculo anteriormente mencionadas (regime elástico ou regime não linear).

As análises foram efetuadas em duas fases. Numa primeira fase determinou-se o efeito mecânico do peso da barragem, tendo-se admitido que o nível de água da albufeira se encontrava à cota do terreno a montante da barragem (albufeira vazia). Foi adotado um valor inicial de tensão efetiva vertical, assumindo que este valor aumenta com a profundidade devido ao peso do maciço rochoso, de acordo com a Equação 5.1. Por sua vez, considerou-se que existe uma relação entre as tensões efetivas verticais e horizontais, dada pela Equação 5.2 (Hoek e Brown, 1980).

$$\sigma_y = -\gamma_r \cdot y \quad (5.1)$$

$$\sigma_x = \sigma_z = k \cdot \sigma_y \quad (5.2)$$

com:

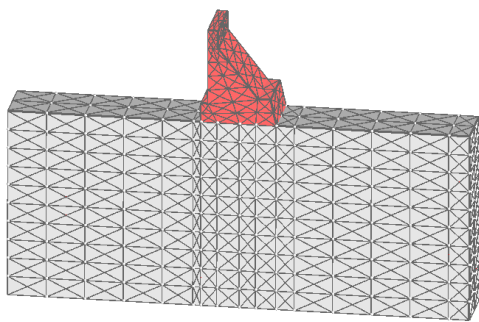
$$k = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (5.3)$$

onde γ_r representa o peso volúmico do maciço rochoso, y representa a profundidade abaixo da cota do terreno e ν representa o coeficiente de Poisson. Neste caso, foram adotados os seguintes valores: $k = 0,5$, $\sigma_y = 26,5 \text{ kPa}$ e $\sigma_x = \sigma_z = 13,25 \text{ kPa}$.

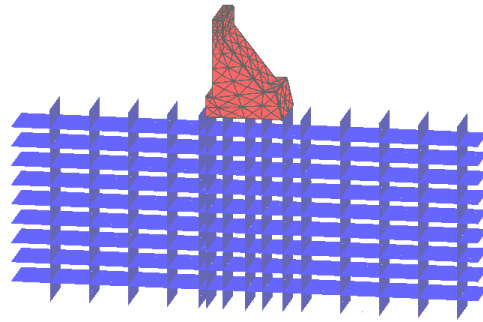
Numa segunda fase, aplicou-se a pressão hidrostática no paramento de montante da barragem e na base da albufeira, correspondente ao nível máximo da água na albufeira. Em primeiro lugar efetuou-se um cálculo mecânico e de seguida um cálculo hidromecânico, tendo-se atingido o equilíbrio. Por fim foram efetuadas análises de estabilidade da estrutura, recorrendo ao método de redução das resistências, um método tipicamente utilizado no projeto de fundações em que se efetua uma sequência de cálculos em que a resistência das descontinuidades é progressivamente reduzida. As análises em que se utilizou o modelo hidráulico foram feitas admitindo dois tipos de elementos: elementos de interface e elementos de canais de escoamento, tendo sido aplicado o fator de 2, nos cálculos em que se utilizaram elementos de canais de escoamento, de acordo com o referido no sub-capítulo 4.2.5.

5.4 Modelos numéricos

O domínio mecânico foi discretizado em elementos tetraédricos. As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam os modelos mecânicos e hidráulicos adotados para ambas as malhas.

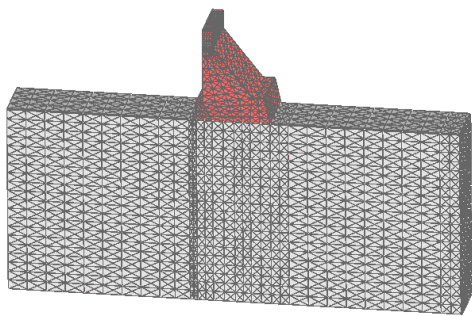


a) Modelo mecânico: blocos deformáveis, elementos de interface, elementos tetraédricos e pontos nodais

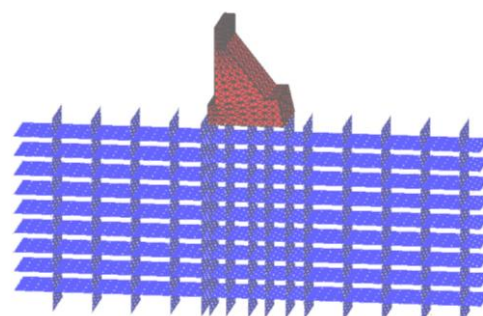


b) Modelo hidráulico: canais/interfaces de escoamento e nós hidráulicos

Figura 5.3 - Modelo hidromecânico da barragem e fundação (malha A)



a) Modelo mecânico: blocos deformáveis, elementos de interface, elementos tetraédricos e pontos nodais



b) Modelo hidráulico: canais/interfaces de escoamento e nós hidráulicos

Figura 5.4 - Modelo hidromecânico da barragem e fundação (malha B)

A Tabela 5.6 apresenta as características das malhas A e B, relativamente aos modelos mecânicos e hidráulicos.

Tabela 5.6 - Características dos modelos tridimensionais

Malha	Nº de blocos	Nº de elementos tetraédricos	Nº de pontos nodais	Nº de elementos de interface	Nº de nós hidráulicos	Nº de canais de escoamento
A	160	8640	4420	2528	1145	7152
B	160	69120	22990	10112	4789	28608

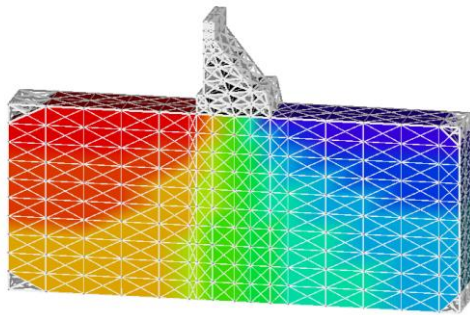
5.5 Análise de resultados

5.5.1 Potencial hidráulico

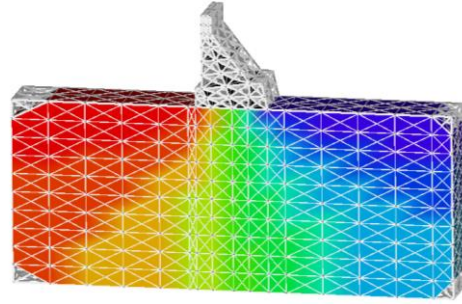
A primeira análise aos resultados obtidos incidiu sobre a influência dos dispositivos de controlo de escoamento na fundação da barragem. Os valores de carga hidráulica foram obtidos ao longo da linha média da base da barragem a partir do pé de montante para os quatro seguintes modelos analisados:

- i) Sem dispositivos de controlo de escoamento;
- ii) Com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem;
- iii) Com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem;
- iv) Com sistema de drenagem e sem cortina de impermeabilização.

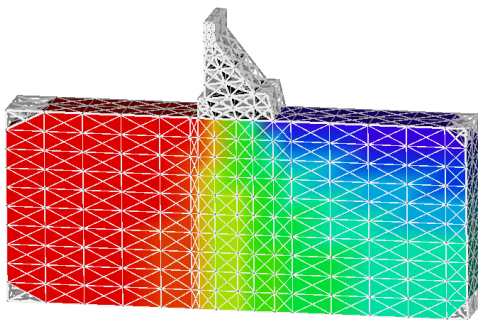
Para verificar os efeitos da utilização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem na variação da carga hidráulica, são apresentados nas Figuras 5.5 a 5.8 os gráficos obtidos através do módulo computacional Parmac3D-Fflow para a malha A e nas Figuras 5.9 a 5.12 os gráficos obtidos para a malha B, em ambos os regimes admitidos (elástico e não linear) e para ambos os tipos de escoamento admitidos.



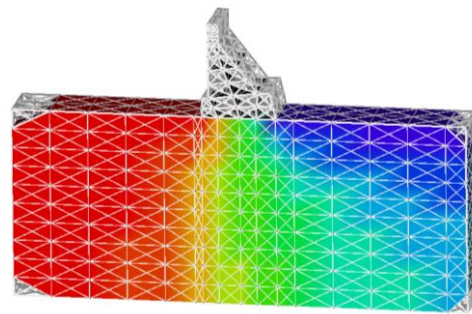
a) Escoamento através de elementos de canais em regime elástico



b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico



c) Escoamento através de elementos de canais em regime não linear



d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

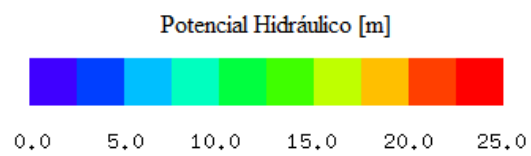
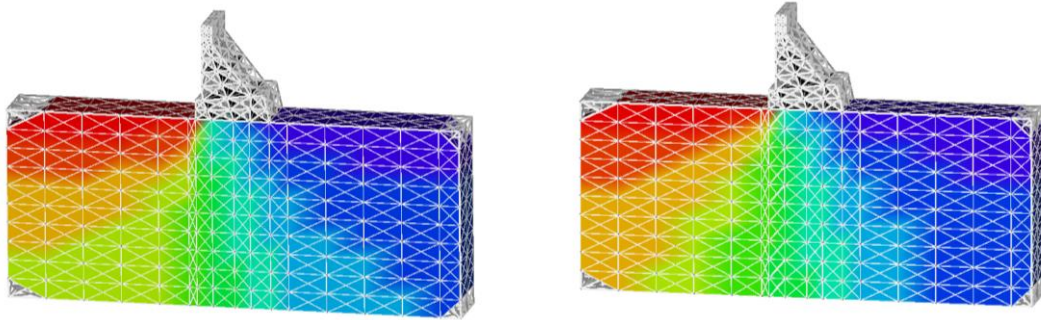
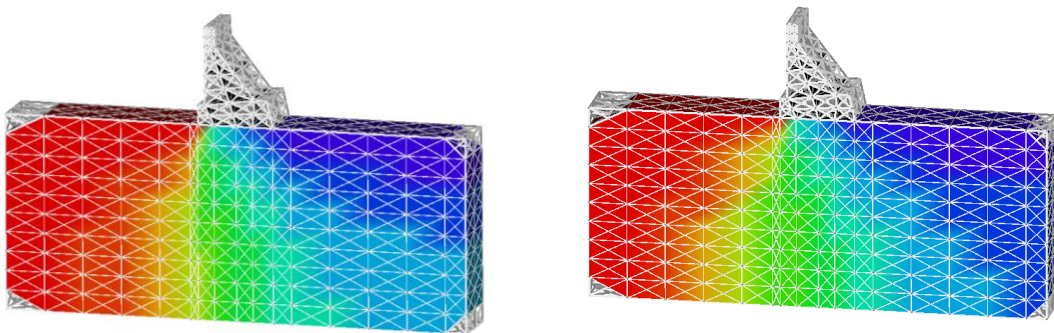


Figura 5.5 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha A: modelo 1, sem dispositivos de controlo do escoamento



a) Escoamento através de elementos de canais em regime elástico

b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico



c) Escoamento através de elementos de canais em regime não linear

d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

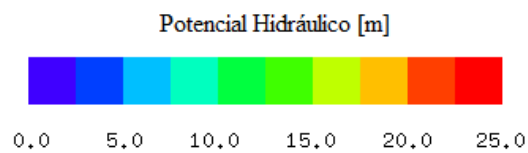
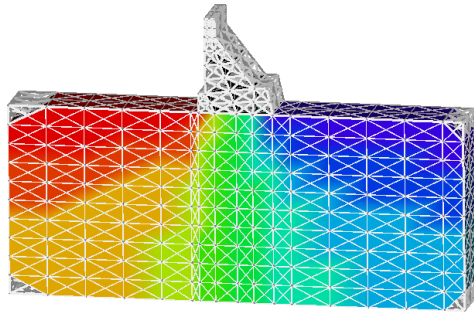
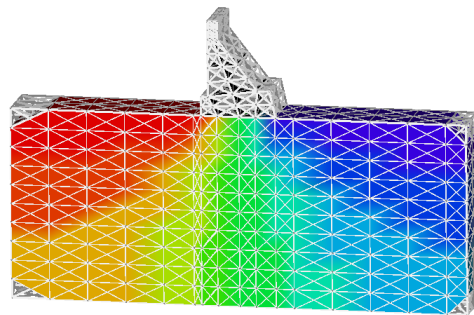


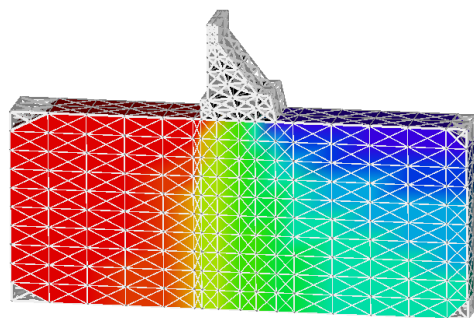
Figura 5.6 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha A: modelo 2, com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem



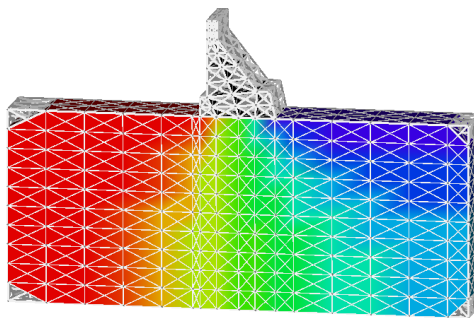
a) Escoamento através de elementos de canais em regime elástico



b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico



c) Escoamento através de elementos de canais em regime não linear



d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

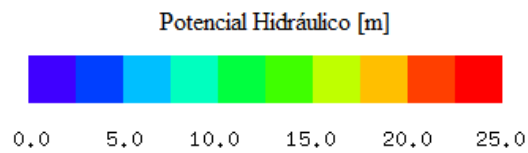
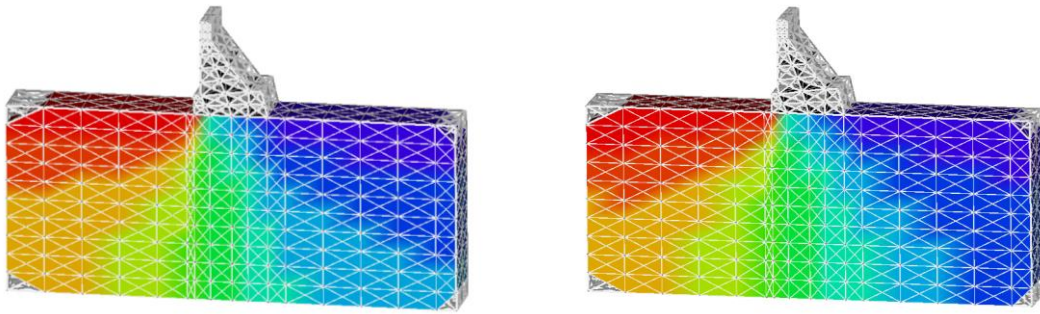
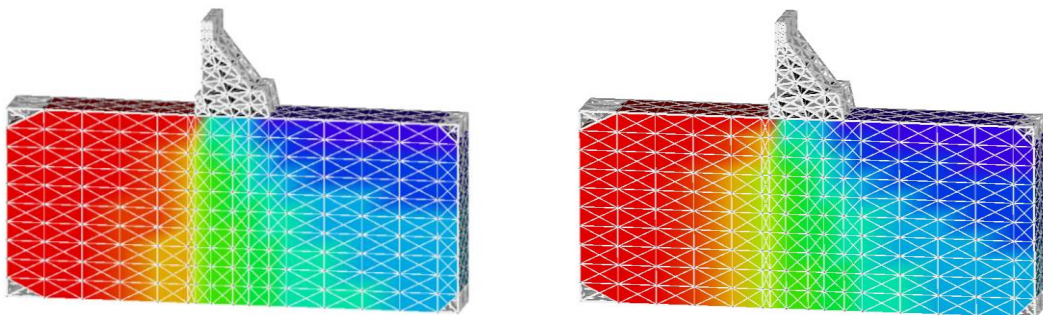


Figura 5.7 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha A: modelo 3, com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem



a) Escoamento através de elementos de canais em regime elástico

b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico



c) Escoamento através de elementos de canais em regime não linear

d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

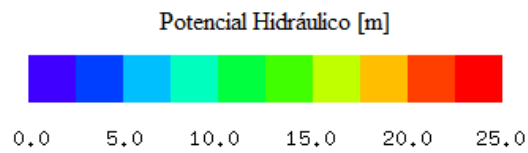
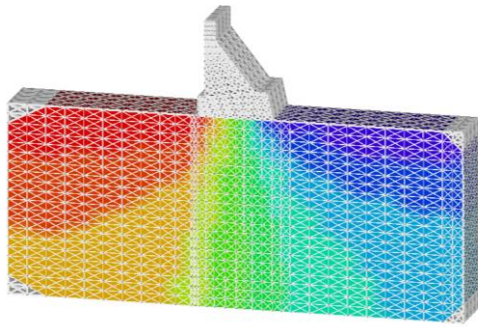
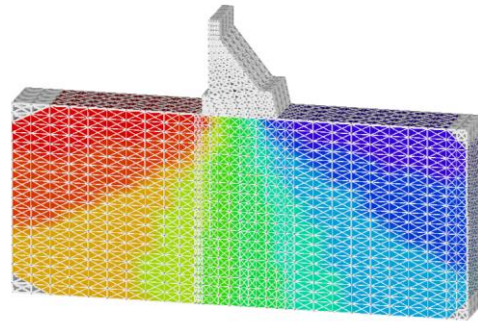


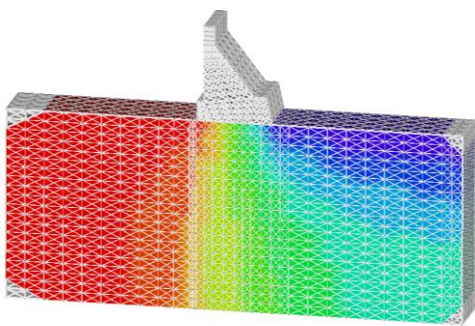
Figura 5.8 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha A: modelo 4, sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem



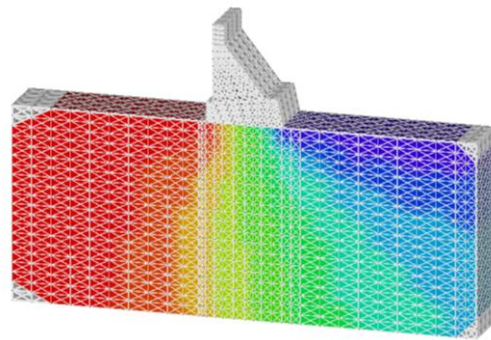
a) Escoamento através de elementos de canais em regime elástico



b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico



c) Escoamento através de elementos de canais em regime não linear



d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

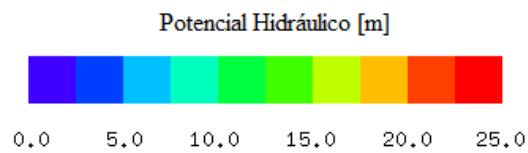
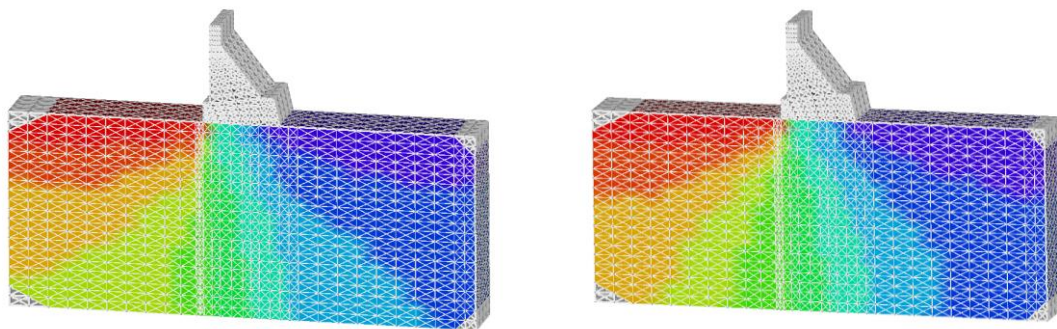
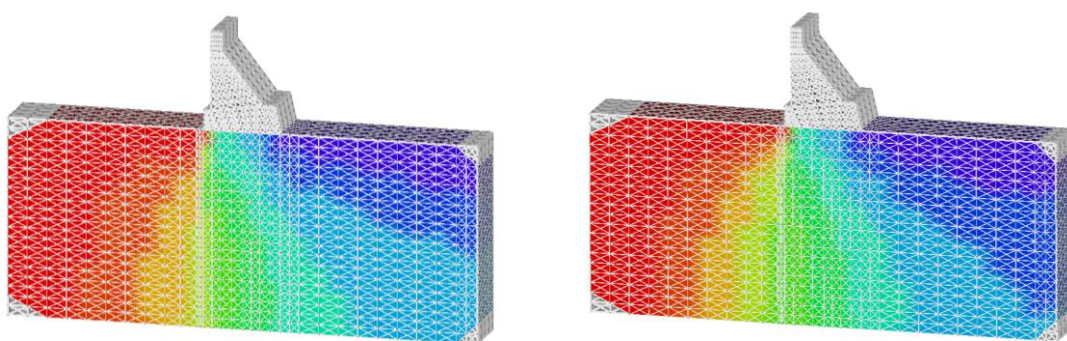


Figura 5.9 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha B: modelo 1, sem dispositivos de controlo do escoamento



a) Escoamento através de elementos de canais em regime elástico

b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico



c) Escoamento através de elementos de canais em regime não linear

d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

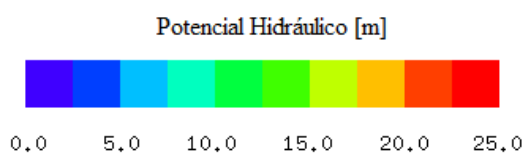
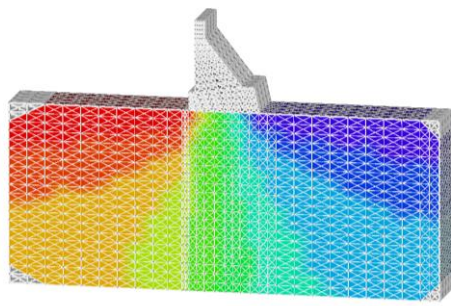
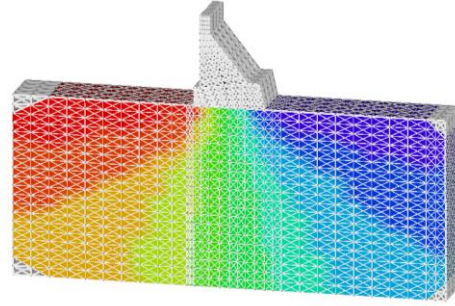


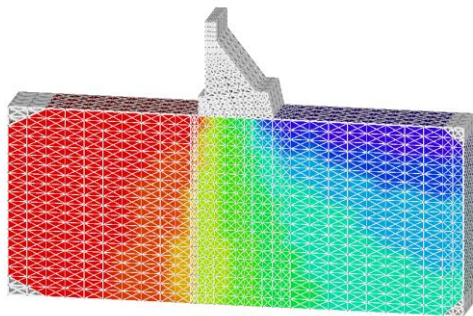
Figura 5.10 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha B: modelo 2, com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem



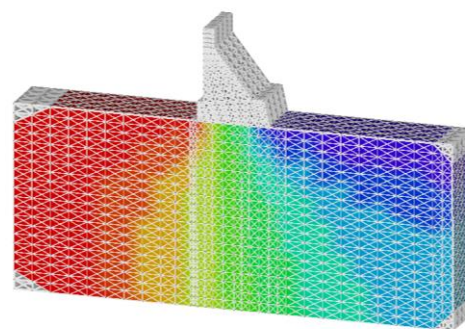
a) Escoamento através de elementos de canais em regime elástico



b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico



c) Escoamento através de elementos de canais em regime não linear



d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

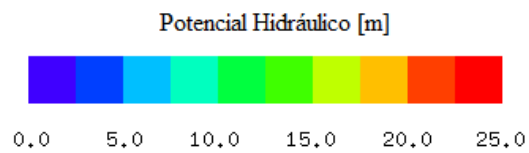
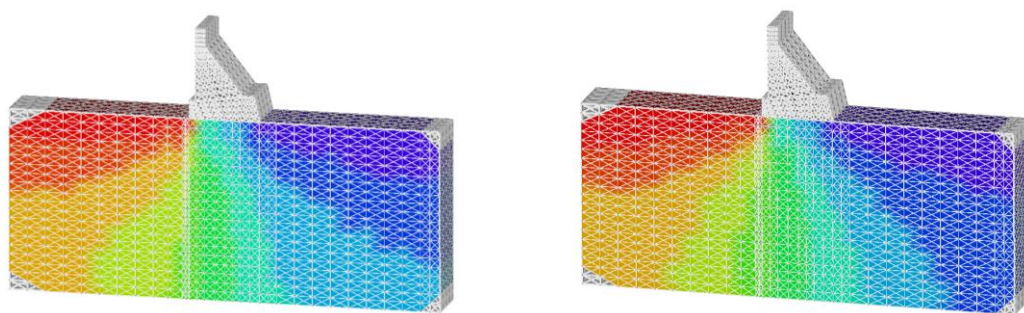
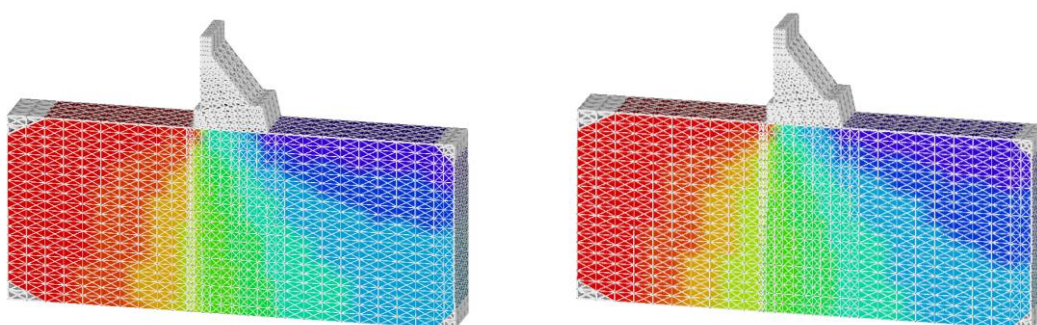


Figura 5.11 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha B: modelo 3, com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem



a) Escoamento através de elementos de canais em regime elástico

b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico



c) Escoamento através de elementos de canais em regime não linear

d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

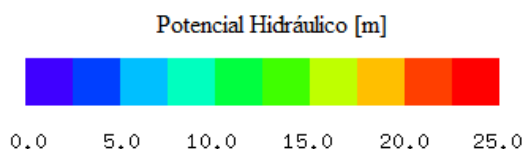


Figura 5.12 - Equipotenciais de carga hidráulica, malha B: modelo 4, sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem

Da análise dos gráficos observa-se o decréscimo da carga hidráulica de montante para jusante em ambos os regimes. Nos modelos que possuem um ou ambos os dispositivos de controlo de escoamento, é visível uma maior perturbação da variação da carga hidráulica nas zonas onde se localizam a cortina de impermeabilização e/ou o sistema de drenagem. Nestes modelos, é possível observar uma redução significativa nos valores de pressão desde o pé de montante até à linha de drenagem. Verifica-se também que em todas as análises em que se considerou o regime não linear existe uma maior área a cor vermelha, que corresponde à zona em que a carga hidráulica é de 25 m.

5.5.2 Pressões da água na base da barragem

A distribuição de pressões ao longo da base da barragem representa as subpressões atuantes nesta. Como referido anteriormente, por forma a garantir a estabilidade da estrutura, é necessário considerar-se o efeito destas subpressões e o controlo do fluxo de água pela fundação. Nesse sentido, e de forma a analisar de novo a influência dos dispositivos de controlo de escoamento, apresenta-se nas Figuras 5.13 a 5.16 e nas Figuras 5.17 a 5.20, a distribuição de pressões, relativas respetivamente às malhas A e B, ao longo da base da barragem a partir do pé de montante.

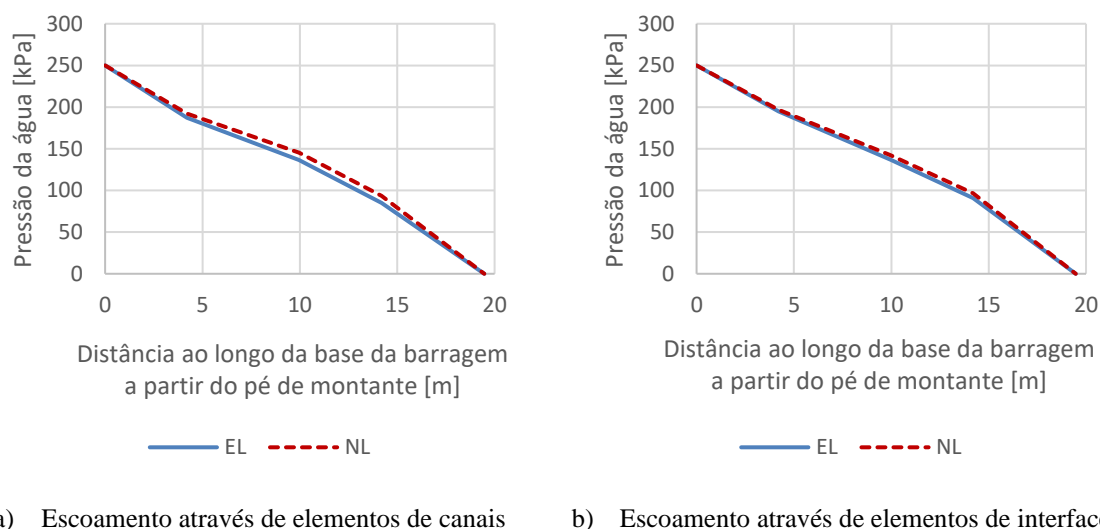


Figura 5.13 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha A: modelo 1, sem dispositivos de controlo do escoamento

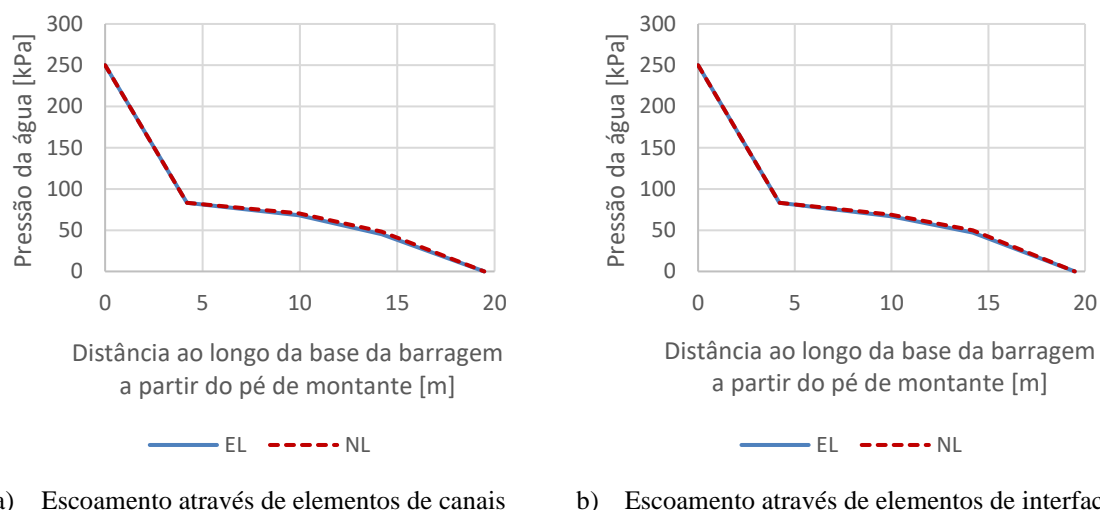
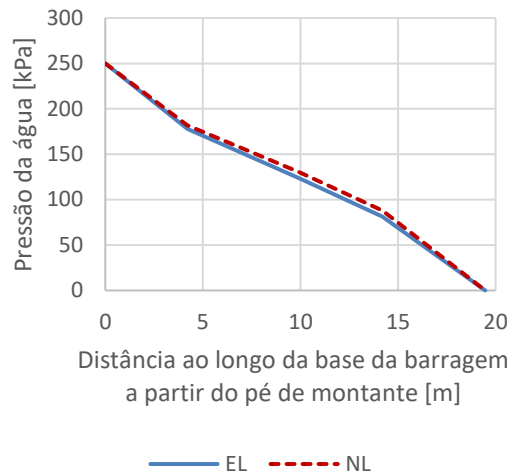
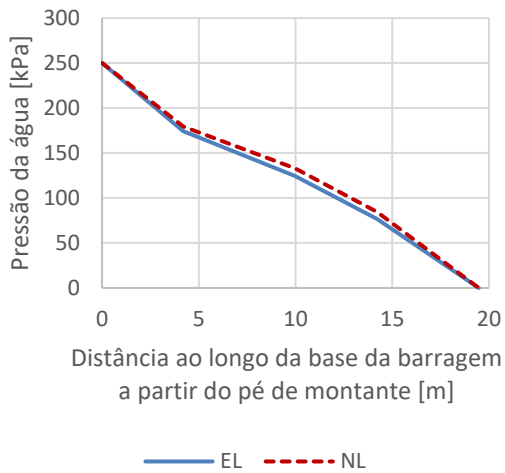
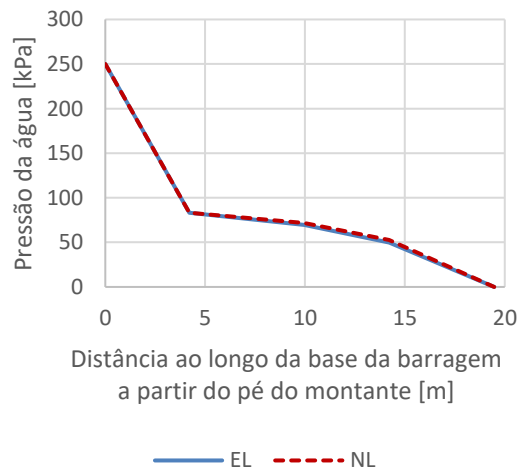
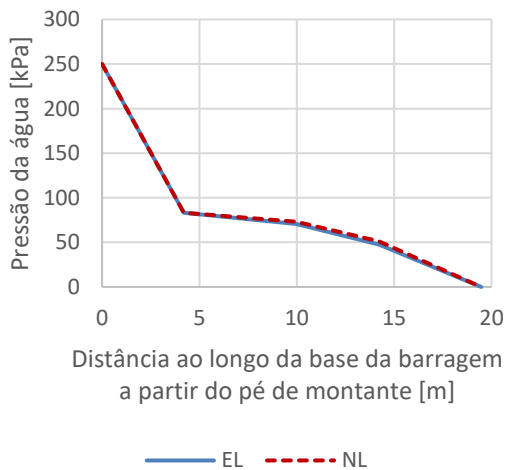


Figura 5.14 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha A: modelo 2, com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem



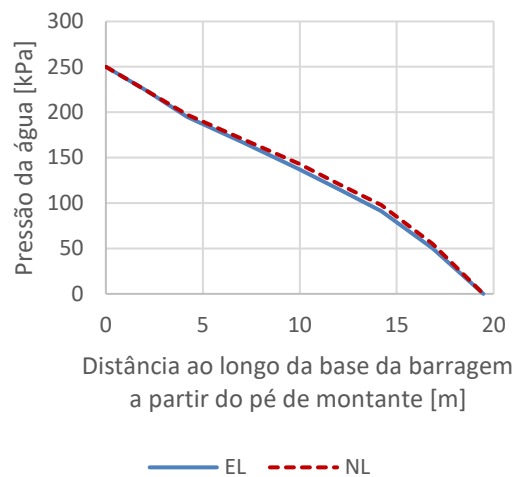
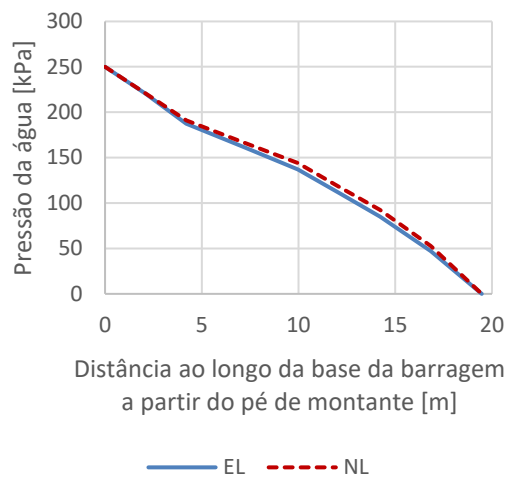
- a) Escoamento através de elementos de canais b) Escoamento através de elementos de interface

Figura 5.15 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha A: modelo 3, com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem



- a) Escoamento através de elementos de canais b) Escoamento através de elementos de interface

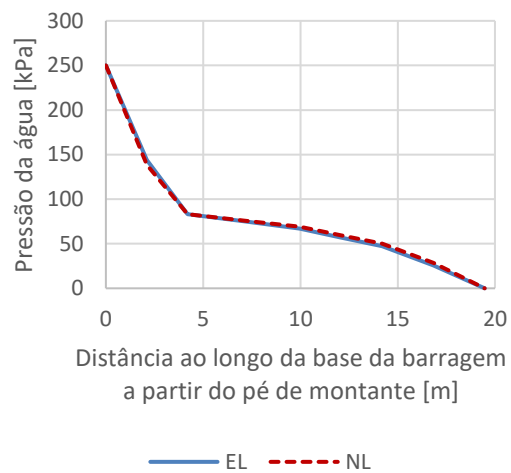
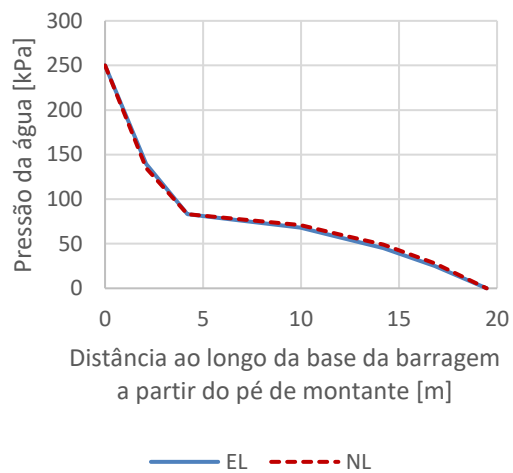
Figura 5.16 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha A: modelo 4, sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem



a) Escoamento através de elementos de canais

b) Escoamento através de elementos de interface

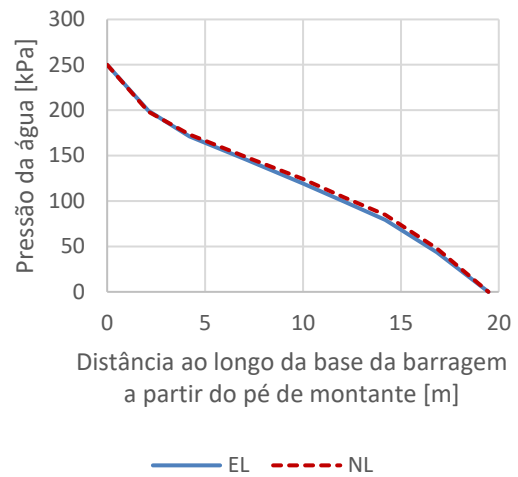
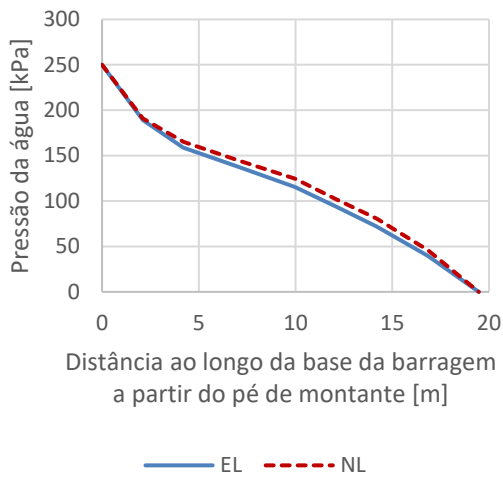
Figura 5.17 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha B: modelo 1, sem dispositivos de controlo do escoamento



a) Escoamento através de elementos de canais

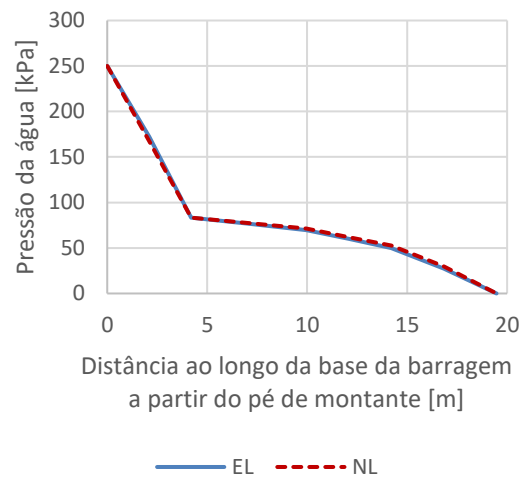
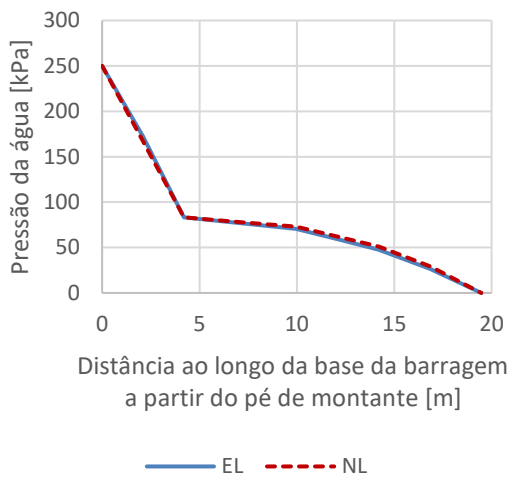
b) Escoamento através de elementos de interface

Figura 5.18 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha B: modelo 2, com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem



a) Escoamento através de elementos de canais b) Escoamento através de elementos de interface

Figura 5.19 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha B: modelo 3, com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem



a) Escoamento através de elementos de canais b) Escoamento através de elementos de interface

Figura 5.20 - Distribuição de pressões ao longo da base da barragem, malha B: modelo 4, sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem

Através da análise dos gráficos anteriormente apresentados, é possível observar que ambas as malhas apresentam resultados muito semelhantes.

Verifica-se em primeiro lugar que o valor da pressão hidrostática no pé de montante da barragem corresponde ao valor definido pela altura de água da albufeira (25 m). Verifica-se também que nos modelos em que se considera o sistema de drenagem, a pressão decresce linearmente para o valor de pressão imposto na linha de drenagem (1/3 da pressão no pé de montante) na zona em que este dispositivo se encontra.

A análise dos gráficos revela também que, independentemente dos dispositivos de controlo de escoamento que se encontram presentes e do modelo de escoamento adotado, os valores de pressão na base da barragem são mais elevados quando os cálculos são realizados admitindo um regime não linear, sendo que a diferença entre os dois regimes é menos significativa quando se considera a existência do sistema de drenagem.

Comparando os gráficos obtidos para cada modelo de escoamento (elementos de canais e elementos de interface), é possível concluir que os resultados são muito semelhantes, sendo que os resultados entre os dois regimes (linear e não linear) são mais próximos no modelo de elementos de interface.

Os resultados obtidos permitem observar a existência de continuidade de pressões ao longo da base da barragem, confirmando desta forma que o módulo computacional Parmac3D-Fflow simula um meio contínuo através de um modelo hidráulico discreto, pois cada nó hidráulico representa um conjunto de pontos nodais mecânicos que confluem numa dada zona.

5.5.3 Caudal percolado

De forma a analisar de novo a influência dos dispositivos de controlo de escoamento e também comparar as soluções obtidas para diferentes elementos de escoamento, são apresentados nas Tabelas 5.7 e 5.8 os valores de caudal percolado na fundação da barragem. Também é apresentado o correspondente erro relativo (em percentagem), calculado da seguinte forma:

$$\text{Erro relativo (\%)} = \frac{Q_{Esc. interface} - Q_{Esc. canais}}{Q_{Esc. interface}} \times 100 \quad (5.4)$$

onde $Q_{Esc. interface}$ representa o caudal escoado através de elementos de interface em $[m^3s^{-1}]$ e $Q_{Esc. canais}$ representa o caudal escoado através de elementos de canais de escoamento em $[m^3s^{-1}]$.

Tabela 5.7 - Caudais percolados (malha A)

Modelos	Regime Elástico			Regime Não Linear		
	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de interfaces	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de canais λ=2	Erro (%)	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de interfaces	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de canais λ=2	Erro (%)
1 (Sem dispositivos de controlo do escoamento)	1,89×10 ⁻⁴	1,36×10 ⁻⁴	27,9%	1,89×10 ⁻⁴	1,43×10 ⁻⁴	24,4%
2 (Com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem)	2,81×10 ⁻⁴	1,96×10 ⁻⁴	30,1%	2,86×10 ⁻⁴	2,06×10 ⁻⁴	28,1%
3 (Com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem)	1,68×10 ⁻⁴	1,22×10 ⁻⁴	27,3%	1,73×10 ⁻⁴	1,29×10 ⁻⁴	25,3%
4 (Com sistema de drenagem e sem cortina de impermeabilização)	3,78×10 ⁻⁴	2,48×10 ⁻⁴	34,5%	3,80×10 ⁻⁴	2,56×10 ⁻⁴	32,7%

Tabela 5.8 - Caudais percolados (malha B)

Modelos	Regime Elástico			Regime Não Linear		
	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de interfaces	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de canais λ=2	Erro (%)	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de interfaces	Caudal, Q (m ³ s ⁻¹) Esc. através de canais λ=2	Erro (%)
1 (Sem dispositivos de controlo do escoamento)	1,88×10 ⁻⁴	1,36×10 ⁻⁴	27,9%	1,89×10 ⁻⁴	1,39×10 ⁻⁴	26,3%
2 (Com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem)	2,58×10 ⁻⁴	1,64×10 ⁻⁴	36,4%	2,62×10 ⁻⁴	1,76×10 ⁻⁴	32,8%
3 (Com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem)	1,64×10 ⁻⁴	1,16×10 ⁻⁴	29,4%	1,65×10 ⁻⁴	1,24×10 ⁻⁴	24,9%
4 (Com sistema de drenagem e sem cortina de impermeabilização)	3,79×10 ⁻⁴	2,48×10 ⁻⁴	34,5%	3,76×10 ⁻⁴	2,54×10 ⁻⁴	32,5%

Observando os diferentes valores de caudais obtidos conclui-se, como se esperava, que na presença de uma cortina de impermeabilização estes valores são inferiores. A permeabilidade do maciço rochoso diminui na zona da cortina de impermeabilização, o que conseqüentemente faz diminuir o caudal percolado. Por sua vez, a presença de um sistema de drenagem conduz a valores mais elevados de caudais, como seria de esperar.

Comparando os valores obtidos com os modelos de escoamento através de interfaces e através de canais de escoamento (com aplicação do fator $\lambda=2$), observa-se um erro relativo da ordem dos 30%. Conclui-se mais uma vez, como referido no final do sub-capítulo 4.2.5, que o fator λ apenas aproxima os valores de caudais quando as únicas variáveis consideradas são parâmetros hidráulicos e não mecânicos, o que não é o caso. Desta forma, não se afigura viável a utilização do fator $\lambda=2$ para estudos posteriores.

Comparando os valores de caudais obtidos através dos dois modelos constitutivos, conclui-se ainda que, quando se adota um regime não-linear obtêm-se erros inferiores aos registados em regime elástico.

5.5.4 Análise de estabilidade

Os modelos desenvolvidos foram posteriormente utilizados para o estudo da segurança do sistema barragem/fundação em relação à rotura por deslizamento. Para esta análise de estabilidade admitiu-se que o deslizamento pode ocorrer no contacto barragem/fundação ou nas descontinuidades do maciço de fundação. Considerou-se para tal o método de redução das resistências, usualmente utilizado nos estudos de segurança de barragens de betão (Farinha et al., 2017). Durante a aplicação do método, as pressões mantiveram-se constantes e iguais às obtidas na situação de equilíbrio inicial (não tendo sido realizado o cálculo hidráulico durante o processo de determinação do fator de segurança).

Para a utilização do método de redução das resistências considerou-se um ângulo de atrito inicial $\varphi = 45^\circ$ para a superfície de ligação betão/maciço rochoso, comportamento elástico das juntas horizontais da barragem e comportamento elástico ou não linear nas descontinuidades do maciço. O ângulo de atrito (φ) foi gradualmente reduzido até se atingir a rotura. Neste processo de minoração, o coeficiente de redução foi aplicado ao coeficiente de atrito $\tan \varphi$, o qual foi dividido por um fator F.

Saliente-se que se procedeu a uma análise simplificada, pois considerou-se o paramento a montante reto desde a cota do nível térreo até ao coroamento. A análise foi efetuada utilizando os dois elementos de escoamento já abordados (elementos de interface e elementos de canais de escoamento) e considerando a existência ou não da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem.

Nas Tabelas 5.9 e 5.10 encontram-se os resultados das análises de estabilidade efetuadas e os correspondentes fatores de segurança obtidos (considerando-se o valor correspondente à última situação estável).

Tabela 5.9 - Fatores de segurança em regime elástico

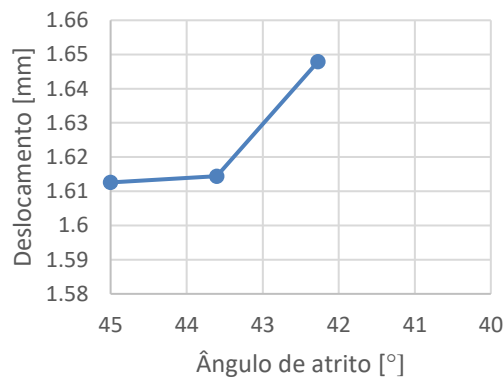
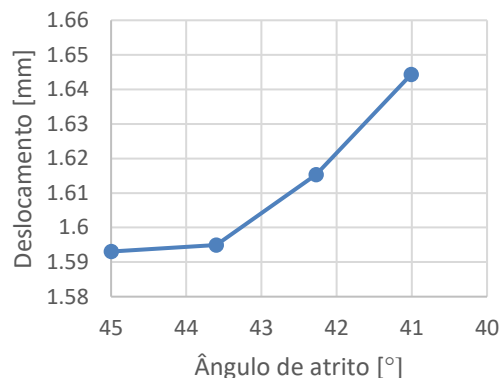
Modelos	Regime Elástico					
	Esc. através de canais			Esc. através de interfaces		
	$\tan\varphi_{inicial}$	$\tan\varphi_{final}$	$FS_{\tan\varphi}$	$\tan\varphi_{inicial}$	$\tan\varphi_{final}$	$FS_{\tan\varphi}$
1 (Sem dispositivos)	1,00	0,87	1,15	1,00	0,87	1,15
2 (Com ambos os dispositivos)	1,00	0,65	1,55	1,00	0,65	1,55

Tabela 5.10 - Fatores de segurança em regime não linear

Modelos	Regime Não Linear					
	Esc. através de canais			Esc. através de interfaces		
	$\tan\varphi_{inicial}$	$\tan\varphi_{final}$	$FS_{\tan\varphi}$	$\tan\varphi_{inicial}$	$\tan\varphi_{final}$	$FS_{\tan\varphi}$
1 (Sem dispositivos)	1,00	0,91	1,10	1,00	0,91	1,10
2 (Com ambos os dispositivos)	1,00	0,65	1,55	1,00	0,65	1,55

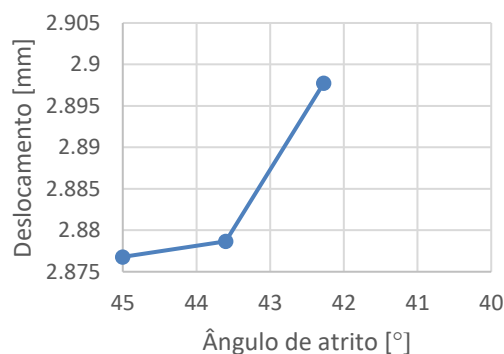
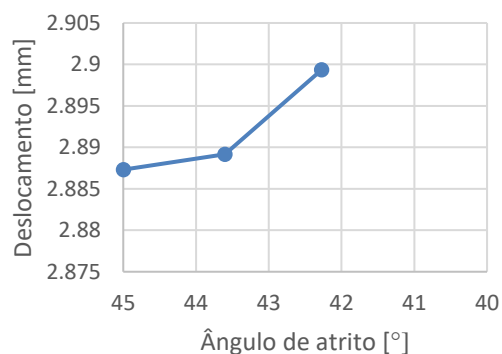
Da análise das tabelas acima conclui-se que os valores de fator de segurança obtidos para os dois tipos de escoamento são iguais quer as descontinuidades do maciço exibam comportamento elástico linear ou comportamento não linear. Observa-se também que os fatores de segurança são superiores quando se considera a existência dos dispositivos de controlo de escoamento (cortina de impermeabilização e sistema de drenagem), como se esperava.

As Figuras 5.21 e 5.22 apresentam a evolução do deslocamento horizontal do coroamento da barragem ao longo do processo de redução do ângulo de atrito. Os valores do ângulo de atrito são apresentados por ordem decrescente, de forma a facilitar a análise.



a) Escoamento através de canais de escoamento em regime elástico linear

b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico linear

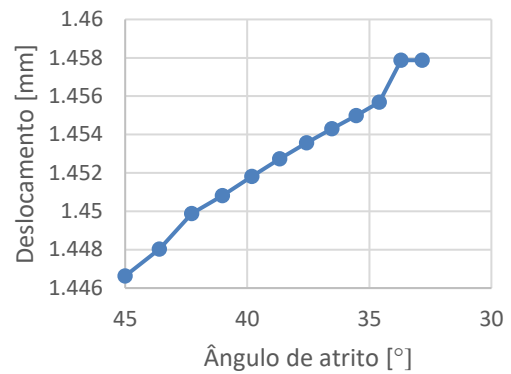
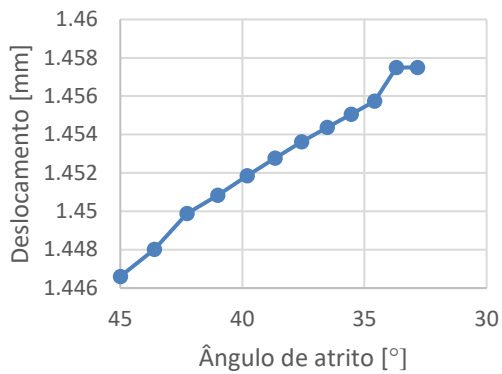


c) Escoamento através de canais de escoamento em regime não linear

d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

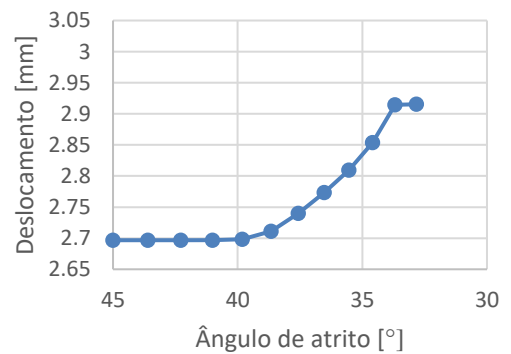
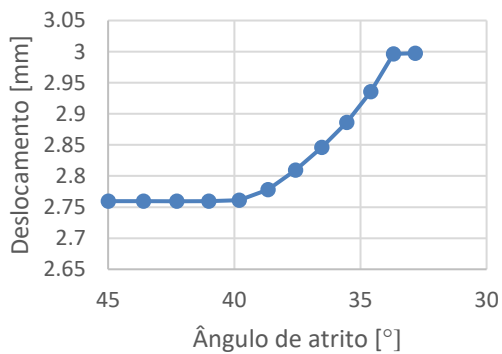
Figura 5.21 - Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de redução do ângulo de atrito para os modelos sem dispositivos de controlo do escoamento

Da análise da Figura 5.21 verifica-se que, quando não se considera a existência de cortina de impermeabilização e sistema de drenagem, a evolução do deslocamento horizontal do coroamento em função do ângulo de atrito é semelhante para as duas hipóteses de comportamento da fundação, obtendo-se um maior deslocamento quando se assume o comportamento não linear.



a) Escoamento através de canais de escoamento em regime elástico linear

b) Escoamento através de elementos de interface em regime elástico linear



c) Escoamento através de canais de escoamento em regime não linear

d) Escoamento através de elementos de interface em regime não linear

Figura 5.22 - Deslocamento horizontal do coroamento durante o processo de redução do ângulo de atrito para os modelos com ambos os dispositivos de controle do escoamento

Por sua vez, os deslocamentos obtidos para o modelo em que se consideram ambos os dispositivos de controle de escoamento são também superiores quando se assume o comportamento não linear da fundação.

6 CONCLUSÕES

6.1 Aspectos relevantes dos estudos efetuados

Esta dissertação teve como objetivo a análise do comportamento hidromecânico de fundações de barragens utilizando modelos descontínuos tridimensionais que permitem o acoplamento hidromecânico. A análise foi realizada com recurso ao módulo computacional Parmac3D-Fflow, o qual permite considerar o efeito da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem.

Foram utilizados os seguintes modelos hidromecânicos que simulam o comportamento hidráulico de maneira diferente:

- i) No primeiro modelo, desenvolvido por Yan e Zheng (2017), o escoamento processa-se através de elementos de interface triangulares (modelo bidimensional contínuo). Nesta dissertação foi feita a primeira aplicação deste modelo a problemas de barragens;
- ii) O segundo modelo é uma extensão para 3D do modelo 2D apresentado por Monteiro Azevedo e Farinha (2015), em que se admite que o escoamento se dá através de canais. A discretização das superfícies descontínuas por canais de escoamento apresenta a vantagem de ser um tipo de solução mais robusta e aplicável a outros tipos de problemas, nomeadamente a problemas de partículas discretas para simulação da fratura hidráulica.

O modelo ii) acima referido é computacionalmente mais exigente que o modelo de interfaces triangulares, pois tem maior dimensão, mas há maior experiência na sua aplicação.

Os estudos realizados no âmbito desta dissertação demonstram a aplicabilidade dos modelos hidráulicos descontínuos adotados na modelação de meio contínuos, através da calibração dos parâmetros hidráulicos de forma a obter valores de caudais e pressões equivalentes.

A modelação numérica através de elementos de escoamento diferentes, elementos triangulares bidimensionais e canais de escoamento unidireccionais, para vários exemplos de estruturas distintas permitiu concluir que ambos os elementos são válidos, tendo no entanto de se calibrar a abertura dos canais de escoamento de modo a se obterem resultados próximos dos obtidos com o modelo de superfícies contínuo. Nos exemplos estudados, verificou-se ser necessário introduzir um fator

multiplicativo da ordem 2 na definição das aberturas dos canais unidimensionais a adotar nos cálculos.

Verificou-se que é possível modelar o comportamento hidromecânico tridimensional do maciço rochoso de uma barragem de betão com a determinação da distribuição de pressões e dos caudais percolados, tendo-se avaliado a influência da presença da cortina de impermeabilização e/ou da rede de drenagem.

Por fim, foram realizadas análises de estabilidade para várias possibilidades de funcionamento da barragem tendo-se verificado que o modelo de escoamento unidimensional prevê fatores de segurança ao deslizamento próximos dos obtidos com um modelo bidimensional contínuo.

6.2 Recomendações e sugestões para estudos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros, considera-se interessante a realização dos seguintes estudos:

- Realização de estudos equivalentes aos levados a cabo nesta dissertação, mas considerando que as descontinuidades do maciço apresentam geometria mais complexa (diversas orientações e espaçamentos entre descontinuidades);
- Utilização dos modelos validados para definir numericamente a relação entre o nível de água na albufeira e o valor de caudal percolado para várias geometrias de barragem;
- Aplicação do modelo hidromecânico tridimensional na análise do comportamento de barragens abóbada adotando igualmente uma fraturação idealizada do maciço;
- Aplicação do modelo hidráulico discreto com canais unidimensionais em modelos de partículas, para analisar a possibilidade da sua utilização em problemas de fraturação hidráulica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APA. (2018). *Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)*. 1ª Edição. Abril 2018.
- Barton, N., Bandis, S., & Bakhtar, K. (1985). Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 22(3), 121–140.
- Barton, N., & de Quadros, E. F. (1997). Joint aperture and roughness in the prediction of flow and groutability of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(252).
- Bretas, E. M. (2012). *Desenvolvimento de um modelo de elementos discretos para o estudo de barragens gravidade em alvenaria*. Tese de doutoramento. Universidade do Minho, Portugal.
- EDP. (2011). *Declaração ambiental 2011*. Porto, Portugal: Direcção de Produção Hidráulica. Centro de Produção Douro.
- Farinha, M. L. B. (2010). *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling*. Tese de doutoramento. Instituto Superior Técnico, Portugal.
- Farinha, M. L. B., Monteiro Azevedo, N., & Candeias, M. (2017). Small displacement coupled analysis of concrete gravity dam foundations : static and dynamic conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(2), 439–464. <https://doi.org/10.1007/s00603-016-1125-7>
- Farinha, M. L. B., Monteiro Azevedo, N., Leitão, N. S., Castilho, E., & Câmara, R. (2018). 3D coupled hydromechanical analysis of dam foundations. *NUMGE2018 - Numerical Methods in Geomechanical Engineering*. 25-27 de Junho 2018, Porto, Portugal.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., & Bell, G. (2005). *Geotechnical Engineering of Dams*. London, UK: A.A. Balkema Publishers.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. British Columbia, Canada.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock* (Institution of Mining and Metallurgy, Ed.). London, UK.
- ICOLD. (2019). International Commission on Large Dams. Retrieved April 17, 2019, from <https://www.icold-cigb.org/>
- INAG. (2011). *Curso de Exploração e Segurança de Barragens*. Lisboa, Portugal.

- IRSM. (2007). *The complete IRSM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006* (R. Uluzay & J. A. Hudson, Eds.). Compilation arranged by the IRSM Turkish National Group, Ankara, Turkey.
- Itasca. (2004). *UDEC - Universal Distinct Element Code*. Minneapolis, EUA: Itasca Consulting Group.
- Lemos, J. V. de. (2004). Os modelos de elementos discretos em geotecnia - evolução e perspectivas futuras. *Geotecnia*, 100, 333–344.
- LNEC. (2018). *Barragem do Covão do Meio - Inspeção à estrutura e ao sistema de observação efetuada em setembro de 2017*. NT 19/2018 - DBB/NO, Lisboa, Portugal.
- Louis, C., & Maini, Y. N. (1970). Determination of in situ hydraulic parameters in jointed rock. *Proceedings of the 2nd International Congress on Rock Mechanics*, 1, 235–245.
- Monteiro Azevedo, N. (2003). *A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plain and reinforced concrete*. Tese de doutoramento. Heriot-Watt University, Scotland.
- Monteiro Azevedo, N., & Farinha, M. L. B. (2015). Um modelo hidromecânico para análise de fundações de barragens gravidade em betão. *Geotecnia*, 133(Março), 5–33.
- NOIB. (1993). *Normas de Observação e Inspeção de Barragens*. Diário da República n.º 93/1998, Série I-B de 1998-04-21.
- RPB. (1993). *Regulamento de Pequenas Barragens*. Decreto-Lei 409/1993 de 15 de Outubro, Diário da República, Lisboa, Portugal.
- RSB. (2007). *Regulamento de Segurança de Barragens*. Decreto-Lei 344/2007 de 15 de Outubro, Diário da República, Lisboa, Portugal.
- Sazilly, J. (1853). Note sur un type de profil d'égal résistance proposé pour les murs de réservoirs déau. *Annales Des Ponts et Chaussées*, 6, 191–222.
- Schnitter, N. J. (1994). *A History of Dams. The useful pyramids*. Roterdão, Holanda: A.A. Balkema.
- Snow, D. T. (1965). *A parallel plate model of fractured permeable media*. Tese de doutoramento. University of California. Berkeley, EUA.
- USB. (1998). *Concrete dams. Case histories of failures and nonfailures with back calculations*. US Department of the Interior. USB. DSO-98-05.

Yan, C., & Zheng, H. (2017). FDEM-flow3D: A 3D hydro-mechanical coupled model considering the pore seepage of rock matrix for simulating three-dimensional hydraulic fracturing. *Computers and Geotechnics*, 81, 212–228. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.08.014>

Páginas da Internet

“Agência Portuguesa do Ambiente”. Consultado em Maio de 2019 (<https://apambiente.pt>)

“Sadd Al-Kafara ... the oldest dam in the world”. Consultado em Maio de 2019 (<http://www.hydropowerproject.info/en/egypt-sadd-al-kafara-dam/relevance9>)

“Key Developments in the History of Gravity Dams”. http://www.lassp.cornell.edu/sethna/SimScience/cracks/intermediate/grav_hist1.html. Consultado em Maio de 2019 (<http://www.lassp.cornell.edu/sethna/SimScience/cracks/advanced/image/gshape.gif>)

“La catastrophe de Bouzey (88) le 27 avril 1895”. Consultado em Maio de 2019 (<http://aufildesmotsetdelhistoire.unblog.fr/2009/09/04/la-catastrophe-de-bouzey-88-le-27-avril-1895>)

“Concrete Dams. Case Histories of Failures and Nonfailures with Back Calculations”. Consultado em Abril de 2019 (<https://www.usbr.gov/ssle/damsafety/TechDev/DSOTechDev/DSO-98-05.pdf>)

“Covão do Meio”. https://www.geocaching.com/geocache/GC39QED_covao-do-meio. Consultado em Junho de 2019 (<https://s3.amazonaws.com/gs-geo-images/48127685-add3-4130-83ec-8e84d79e90fd.jpg>)

Barragens de Portugal. “Covão do Meio: Plan”. http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbingles/CovaodoMeiodesIng.htm. Consultado em Junho de 2019 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbingles/DesIng/CovaodoMeio1desIng.gif)

Barragens de Portugal. “Covão do Meio: Dam Cross Section”. http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbingles/CovaodoMeiodesIng.htm. Consultado em Junho de 2019 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbingles/DesIng/CovaodoMeio3desIng.gif)

Barragens de Portugal. “Lagoa Comprida: Planta”. http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/LagoaCompridades.htm. Consultado em Junho de 2019 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Desenhos1/LagoaCompridades.gif)

Barragens de Portugal. “Lagoa Comprida: Perfil da Barragem”. http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/LagoaCompridades.htm. Consultado em Junho de 2019 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Desenhos1/Lagoacomprida3des.gif)

Barragens de Portugal. “Aguieira: Planta”
http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Aguieirades.htm. Consultado em Junho de 2019 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Desenhos/Aguieira1des.gif)

Barragens de Portugal. “Aguieira: Perfil da Barragem”
http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Aguieirades.htm. Consultado em Junho de 2019 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Desenhos/Aguieira3des.gif)

Barragens de Portugal. “Penha Garcia: Perfil da Barragem”
http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Penhagarciaades.htm. Consultado em Junho de 2019 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Desenhos1/Penhagarcia3des.gif)

ANEXO - VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MÓDULO COMPUTACIONAL PARMAC3D

De forma a verificar e validar o modelo numérico adotado e apresentado nesta dissertação, foram analisadas numa fase inicial do trabalho duas estruturas distintas (uma consola e um pórtico) considerando o comportamento mecânico. Os resultados obtidos com o módulo computacional Parmac3D foram comparados com as soluções analíticas. Os estudos realizados permitiram assimilar conhecimentos sobre o funcionamento do programa de cálculo e adquirir sensibilidade aos valores dos parâmetros mecânicos considerados nos cálculos.

A1.1 Consola

A Figura A.1 apresenta a geometria do exemplo de consola adotado. Este modelo tem uma geometria cuja secção longitudinal é retangular e a secção transversal é quadrada, com um comprimento de 10 m e base e altura unitárias. As condições de fronteira consideradas são de encastramento em todas as direções na fronteira do lado esquerdo da consola, tendo sido considerado apenas o peso próprio da estrutura, que é simulado através de uma força vertical uniformemente distribuída com o valor de 24 kN/m. No exemplo em estudo considera-se a origem dos eixos no centro da secção de encastramento, tal como se pode observar na Figura A.2.

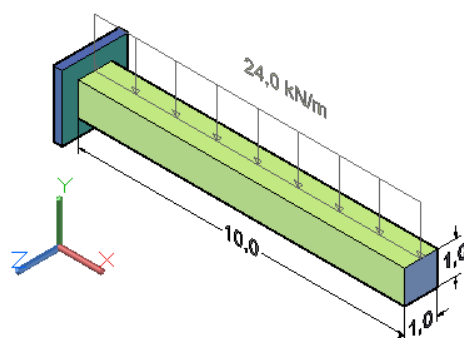
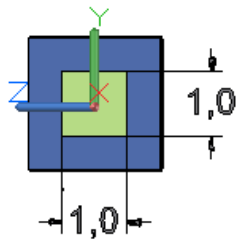
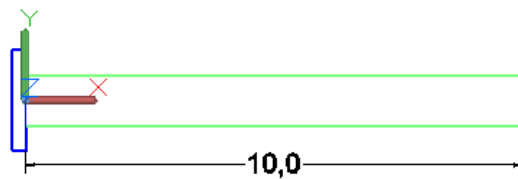


Figura A.1 - Geometria do modelo



a) Corte transversal na secção de encastramento



b) Corte longitudinal da consola

Figura A.2 - Origem dos eixos

As propriedades mecânicas do material constituinte da consola são apresentadas na Tabela A.1.

Tabela A.1 - Propriedades mecânicas do material da consola

Propriedades mecânicas	
Módulo de Young E (GPa)	30
Coefficiente de Poisson ν (-)	0,25
Massa volúmica ρ (kg/m ³)	2400

Solução Analítica

Tendo em consideração o modelo de viga de Euler-Bernoulli, o deslocamento vertical da extremidade livre da consola (ponto B indicado na Figura A.3) é dado pela equação A.1

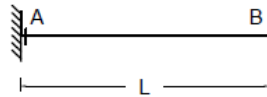


Figura A.3 - Modelo de viga encastrada

$$\delta = \frac{p l^4}{8 E I_y} \quad (\text{A.1})$$

onde p representa o peso uniformemente distribuído (kN/m), l representa o comprimento da consola (m), E representa o módulo de elasticidade (GPa) e I_y representa o momento de inércia da secção em torno do eixo y (m⁴).

Tirando partido do mesmo modelo de viga, a tensão normal de flexão num ponto pode ser calculada através da seguinte fórmula:

$$\sigma = \frac{M_y z}{I_y} \quad (\text{A.2})$$

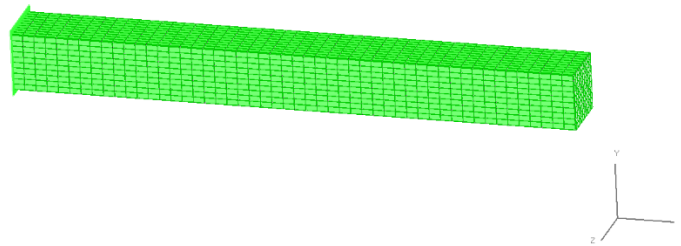
Onde M_y representa a componente do momento interno orientado segundo o eixo y (kN.m), z é a coordenada do ponto medida em relação aos eixos (m) e I_y representa o momento principal de inércia em torno do eixo y (m⁴).

Modelo Numérico

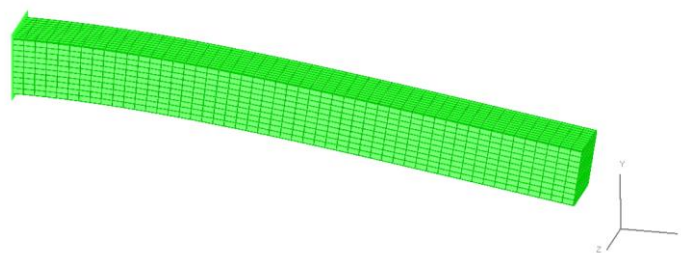
De forma a verificar e validar os cálculos obtidos a partir do programa Parmac3D, foram comparados os valores correspondentes de deslocamentos e tensões com as soluções analíticas. Para tal, o domínio foi discretizado em elementos hexaédricos, definidos por uma divisão em elementos com arestas de comprimento de 0,1 m nas direções y e z , e 0,2 m na direção x .

O modelo mecânico adotado com a malha anteriormente descrita apresenta 5000 elementos hexaédricos e 6171 pontos nodais.

A Figura A.4 representa o modelo indeformado e após a deformação causada pelo peso próprio.



a) Modelo indeformado



b) Modelo deformado

Figura A.4 - Modelo numérico da consola deformada (ampliada 1000 vezes)

Análise de Resultados

Na Tabela A.2 apresenta-se o deslocamento da extremidade livre da consola calculado a partir da expressão A.1 e através do módulo computacional Parmac3D. Verifica-se que a solução numérica é apenas 1,1% inferior à solução analítica. Este facto deve-se a uma boa discretização da malha de elementos finitos. Efetivamente, quanto menor o comprimento da aresta da malha, melhor será a solução obtida.

Tabela A.2 - Deslocamentos na extremidade livre da consola

Parmac3D, δ (mm)	Valor analítico, δ (mm)
11,87	12,00

As tensões obtidas na estrutura foram retiradas diretamente do programa, num ponto pertencente à face superior da consola. Este ponto situa-se na secção de encastramento, que por sua vez é a secção de momento fletor máximo. Como seria de esperar, o valor de tensão na fibra superior é positivo, o que indica que junto ao encastramento a face superior da consola se encontra em tração, enquanto que a fibra inferior se encontra à compressão. Na Tabela A.3 são comparados os resultados obtidos. Verifica-se que a tensão de tração calculada pelo Parmac3D é 9,0% superior à obtida com a expressão A.2.

Tabela A.3 - Tensões máximas no encastramento da consola

Parmac3D, σ (kPa)	Valor analítico, σ (kPa)
7850	7200

Os resultados numéricos do campo de tensões na direção x obtidos com o programa encontram-se representados na Figura A.5. Na escala apresentada, as fibras comprimidas estão representadas a azul e as fibras tracionadas a vermelho.

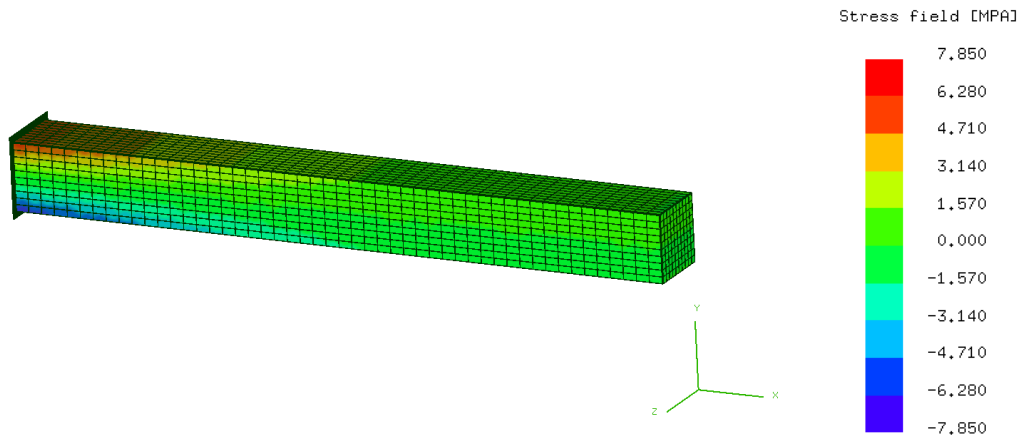


Figura A.5 - Campo de tensões na direção x

A1.2 Pórtico

A Figura A.6 apresenta a geometria do exemplo de pórtico analisado. A viga do pórtico possui comprimento igual a 12 m e secção transversal quadrada de 1,0 m de lado. Por sua vez, os pilares apresentam uma altura de 10 m e com secção transversal quadrada de 1,0 m de lado. Foram consideradas duas condições de fronteira de ligação entre a viga e os pilares: i) encastramento, ii) apoio simples. Os pilares encontram-se encastrados na base em todas as direções, tendo sido considerado apenas o peso próprio da viga (26,5 kN/m), que foi simulado através da uma força vertical uniformemente distribuída. No exemplo em estudo considera-se a origem dos eixos num dos cantos da secção de encastramento do pilar, tal como se pode observar na Figura A.7.

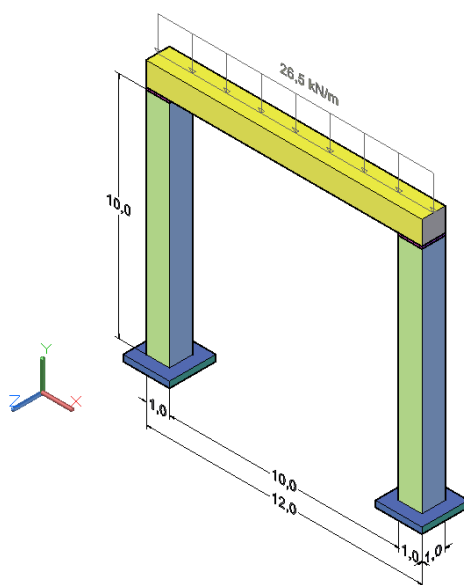


Figura A.6 - Geometria do modelo

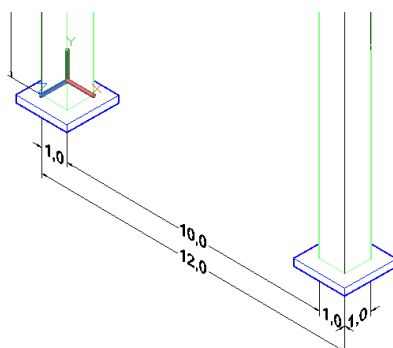


Figura A.7 - Origem dos eixos na secção de encastramento do pilar esquerdo

O pórtico é constituído por dois materiais distintos, sendo os pilares constituídos pelo material 1 e a viga constituída pelo material 2.

As características mecânicas dos materiais do pórtico são apresentadas na Tabela A.4. É importante referir que se admite que a aceleração gravítica é nula nos pilares, pelo que a carga atua apenas na viga.

Tabela A.4 - Propriedades mecânicas dos materiais do pórtico

Propriedades mecânicas	Material 1 (pilares)	Material 2 (viga)
Módulo de Young E (GPa)	40	20
Coefficiente de Poisson ν (-)	0,2	0,2
Massa volúmica ρ (kg/m ³)	2650	2650
Aceleração gravítica g (m/s ²)	0	10

Na interface entre os pilares e a viga teve de se adotar um modelo constitutivo que simulasse a ligação entre estes elementos. Para o efeito, adotou-se o modelo não-linear de Mohr-Coulomb. Este modelo requer a definição dos seguintes parâmetros: módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito interno (φ) e coesão (c). Os dois últimos parâmetros servem para definir a condição de cedência.

Os parâmetros de rigidez normal e rigidez de corte encontram-se definidos na Tabela A.5.

É de notar que a relação entre estes parâmetros provém da equação A.3 que relaciona o módulo de elasticidade e o módulo de distorção (G). Este parâmetro é aproximadamente igual a $0,4E$, quando é considerado um coeficiente de Poisson igual a $0,2$. Analogamente, a rigidez de corte será $0,4$ vezes a rigidez normal.

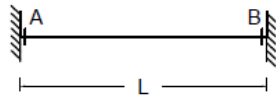
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{A.3})$$

Tabela A.5 - Propriedades mecânicas das interfaces

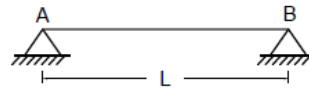
Rigidez das interfaces	
Rigidez normal, k_n (GPa/m)	40
Rigidez tangencial, k_s (GPa/m)	20

Solução Analítica

Tal como no exemplo anterior, foram considerados dois modelos simplificados para o cálculo do deslocamento a meio vão da viga, os quais estão representados na Figura A.8. Através do modelo de viga de Euler-Bernoulli, podem estabelecer-se as equações apresentadas em A.4 e A.5, respetivamente.



a) Viga encastrada



b) Viga simplesmente apoiada

Figura A.8 - Geometria dos modelos simplificados

$$\delta = \frac{p l^4}{384 EI_y} \quad (\text{A.4})$$

$$\delta = \frac{5 p l^4}{384 EI_y} \quad (\text{A.5})$$

Onde p representa o peso uniformemente distribuído (kN/m), l representa o comprimento da viga (m), E representa o módulo de elasticidade (GPa) e I_y representa o momento de inércia em torno do eixo y (m⁴).

Tirando partido do mesmo modelo de viga, a tensão normal de flexão num ponto pode ser calculada através da seguinte fórmula:

$$\sigma = \frac{M_y z}{I_y} \quad (\text{A.6})$$

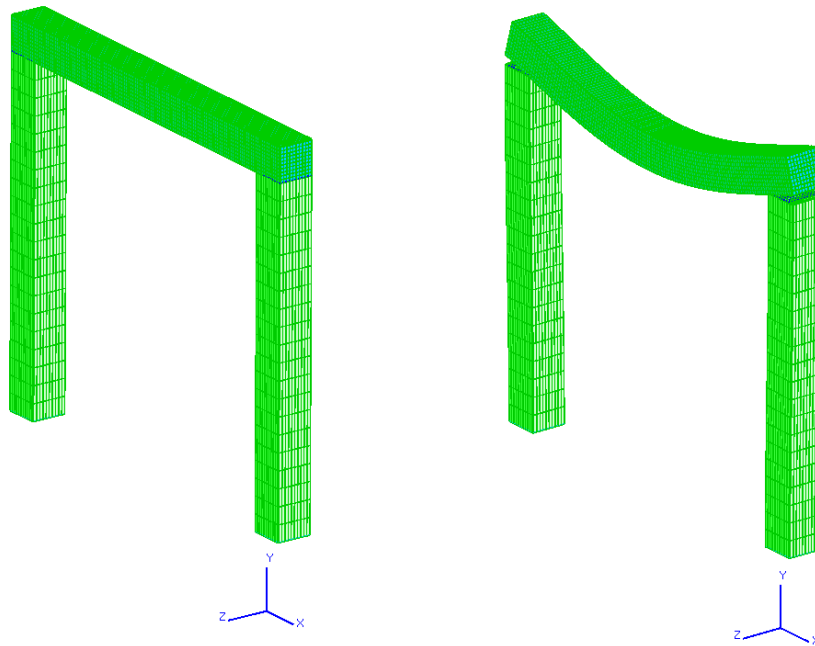
Onde M_y representa a componente do momento interno orientado segundo o eixo y (kN.m), z é a coordenada do ponto medida em relação aos eixos (m) e I_y representa o momento principal de inércia em torno do eixo y (m⁴).

Modelo Numérico

Analogamente ao exemplo anterior, foram comparados os valores de deslocamentos e tensões com o intuito de se verificar e validar os cálculos obtidos a partir do módulo computacional Parmac3D. Para este modelo, a discretização do domínio dos pilares é obtida através de elementos hexaédricos, definidos por uma divisão de arestas com comprimentos de 0,1 m nas direções x e z , e 0,5 m na direção y . Por sua vez, a viga foi discretizada através dos mesmos elementos, mas com arestas de 0,1 m de comprimento em todas as direções.

O modelo mecânico adotado com a malha anteriormente descrita apresenta 16000 elementos hexaédricos, 32867 pontos nodais e 200 elementos de interface entre os materiais.

A Figura A.9 apresenta o modelo indeformado e após a deformação causada pelo peso próprio da viga, e a Figura A.10 apresenta a interface de ligação entre um dos pilares e a viga.



a) Modelo indeformado

b) Modelo deformado (deformação ampliada 1000 vezes)

Figura A.9 - Modelo numérico do pórtico

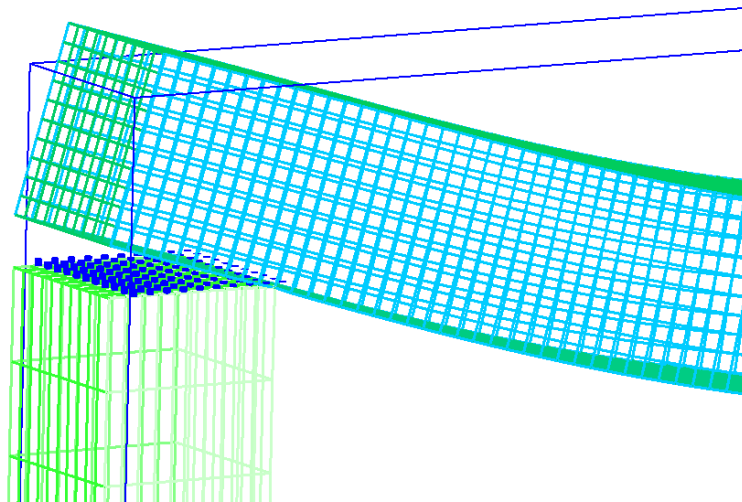


Figura A.10 - Interface entre um dos pilares e a viga (deformação ampliada 1000 vezes)

Análise de Resultados

Mais uma vez são comparados os deslocamentos e as tensões obtidas com o módulo computacional Parmac3D com as soluções analíticas. Os deslocamentos calculados são apresentados na Tabela A.6. Verifica-se que a solução numérica que se obtém é um valor intermédio entre a solução de viga encastrada e a solução de viga simplesmente apoiada.

Tabela A.6 - Deslocamentos a meio vão da viga

Parmac3D, δ (mm)	Valor analítico, δ (mm)	
	Encastrado	Apoiado
2,02	0,86	4,29

Através das equações A.2 e A.3 pode concluir-se à partida que, quando se considera o modelo de viga biencastrada, o valor do deslocamento a meio vão é inferior a quando se considera o modelo biapoiado, pois o deslocamento é inversamente proporcional à rigidez da estrutura. Por outro lado, sabendo que o comportamento real da viga corresponde a uma situação intermédia entre uma viga encastrada e uma viga simplesmente apoiada, seria de esperar que o resultado obtido através do Parmac3D fosse um valor intermédio entre as duas soluções analíticas apresentadas, tal como se obteve.

As tensões a meio vão da viga, onde se observa o momento de flexão máximo, foram retiradas diretamente do programa. O valor da tensão na fibra superior a meio vão, é negativo, o que indica que a face superior da viga se encontra sob compressão, enquanto que a face inferior se encontra à tração. Na Tabela A.7 apresentam-se os resultados obtidos com o módulo computacional Parmac3D e a solução analítica correspondente à viga simplesmente apoiada.

Tabela A.7 - Tensões a meio vão da viga

Fibra	Parmac3D, σ (kPa)	Valor analítico, σ (kPa)
Superior	-1855	-2862
Inferior	1854	2862

A Figura A.9 apresenta os resultados numéricos obtidos para o campo de tensões na direção x. Na escala apresentada, as fibras comprimidas estão representadas a azul e as fibras comprimidas a vermelho.

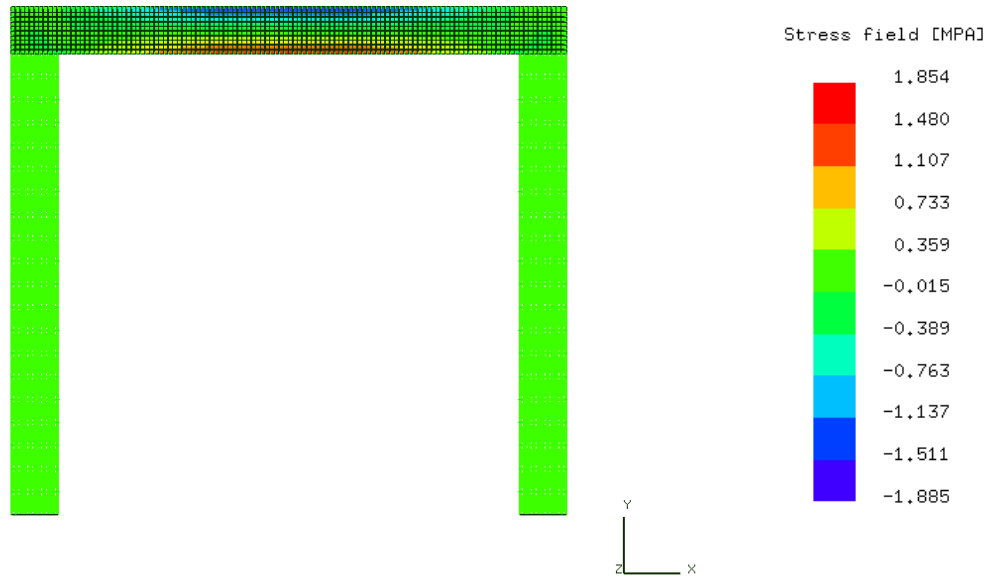


Figure A.9 - Campo de tensões na direção x