



Manuel Edmundo Anacleto Gomes

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Estudo da rotura por deslizamento de uma barragem arco-gravidade utilizando modelos de fenda discreta

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-orientador: Nuno Monteiro Azevedo, Investigador Auxiliar, Departamento
de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia
Civil

Presidente: Professor Doutor Rodrigo Gonçalves

Arguente: Doutor Sérgio Martins Oliveira

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



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2019

Manuel Edmundo Anacleto Gomes

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Estudo da rotura por deslizamento de
uma barragem arco-gravidade utilizando
modelos de fenda discreta**

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-orientador: Nuno Monteiro Azevedo, Investigador Auxiliar, Departamento
de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia
Civil

Novembro 2019

Estudo da rotura por deslizamento de uma barragem arco-gravidade utilizando modelos de fenda discreta

“Copyright” Manuel Edmundo Anacleto Gomes, 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 realização desta dissertação de mestrado é o capítulo final da minha vida académica. Não poderia deixar de agradecer a todos os que me acompanharam, apoiaram e incentivaram neste percurso, sem os quais o mesmo não se teria tornado uma realidade e a quem estarei eternamente grato.

Aos docentes da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), pelos ensinamentos e conhecimentos transmitidos durante o meu percurso académico, pois todos contribuíram para o término deste ciclo e prepararam-me para enfrentar os desafios do futuro, a nível profissional e pessoal.

Ao Doutor João Rocha de Almeida, orientador da dissertação, pela disponibilidade, orientação e apoio durante todo o percurso académico e no decorrer desta dissertação. Agradeço também por ter proporcionado uma experiência excecional, ao estabelecer a minha ligação com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, onde tive a oportunidade de aprender valiosas lições científicas e pessoais.

Ao Doutor Nuno Monteiro Azevedo, co-orientador desta dissertação, por todo o apoio e paciência para esclarecer quaisquer dúvidas existentes sobre o programa que ele próprio criou e desenvolveu. Pela sua boa disposição contagiante, compreensão, conselhos e total disponibilidade que revelou em todas as fases do trabalho.

À Doutora Maria Luísa Braga Farinha, pelos conselhos, pela disponibilidade, cordialidade e simpatia demonstradas. Pelo permanente estímulo que, por vezes, se tornou decisivo em determinados momentos da elaboração desta dissertação. Por todo o material fornecido para melhor compreensão do tema. Pela valiosa transmissão de conhecimentos, acompanhamento incansável e supervisão de todo o trabalho.

Gostaria também de agradecer ao LNEC por me ter proporcionado a oportunidade de desenvolver a presente dissertação no âmbito do projeto de investigação do LNEC “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.

Agradeço também a todos os investigadores, bolsheiros e alunos de mestrado e doutoramento do Departamento de Barragens de Betão do LNEC, em especial ao André, David, Magda, Miguel e Renato por toda a paciência, companheirismo, troca de conhecimentos e boa disposição.

Aos meus colegas que ao longo deste percurso foram uma peça central na conclusão desta etapa da minha vida, que muitas vezes me ajudaram e orientaram neste árduo percurso académico, que compartilharam importantes conhecimentos comigo e me ensinaram muitas coisas. Para não correr o risco de omitir alguns, não vou identificar ninguém; aqueles a quem este agradecimento se dirige sabê-lo-ão, mas desde já dou-lhes os meus agradecimentos.

Aos meus amigos, pela força que sempre me transmitiram neste percurso académico e na realização deste projeto e pela total compreensão da minha ausência, em muitos dos eventos de confraternização que tiveram lugar durante este período.

À Rita pelo seu apoio incondicional, pela sua paciência, compreensão e motivação em todos os momentos. Obrigado pelo incentivo, admiração e pela presença incansável com que me apoiou ao longo destes últimos anos de faculdade e da elaboração desta dissertação.

Por último, dirijo um agradecimento especial aos meus pais e irmãos. Pelo apoio e compreensão inestimáveis e pelo constante encorajamento. Por terem sempre acreditado em mim, pela força e pelo carinho que sempre me prestaram ao longo de toda a minha vida, bem como, na elaboração da presente dissertação a qual teria sido impossível sem o seu apoio. Obrigado por tudo.

RESUMO

Neste trabalho, a partir de um modelo descontínuo tridimensional de uma grande barragem arco-gravidade e da sua fundação, analisa-se a estabilidade da obra ao deslizamento avaliando a importância da utilização de modelos não lineares de fenda discreta, frágil e com enfraquecimento, para o contacto betão/rocha e para os elementos de junta representativos do betão, com enfraquecimento.

Apresentam-se de uma forma sucinta os principais aspetos relativos a barragens do tipo gravidade e descrevem-se as visitas a três obras que foram efetuadas durante o desenvolvimento dos trabalhos desta dissertação. Apresentam-se os modelos de fenda discreta, frágil e com enfraquecimento, utilizados nas simulações numéricas realizadas. Justifica-se a utilização do modelo com enfraquecimento, que se aproxima do comportamento real, pois conduz a resultados próximos dos obtidos experimentalmente em ensaios de tração e de corte em provetes de betão e rocha.

A análise de estabilidade da barragem é efetuada tendo em consideração que os resultados obtidos com um aumento da pressão hidrostática são semelhantes aos obtidos usando o método de redução das resistências. Os resultados das análises efetuadas são comparados com os resultados do modelo simplificado atualmente preconizado na legislação de barragens baseado no método de redução das resistências.

Dos estudos realizados, verifica-se que o cenário de majoração da parcela hidrostática é o que conduz a fatores de segurança mais baixos. Os resultados apresentados mostram que mesmo no método de redução de resistências, é necessário adotar modelos não lineares de comportamento do betão. Avalia-se a influência dos parâmetros resistentes do contacto, nomeadamente do termo coesivo, da tensão de tração e das energias de fratura em modo I e modo II. Verifica-se que para esta obra e para os parâmetros de resistência utilizados, a adoção de um modelo constitutivo frágil não garante, ao contrário do que seria expetável, a definição de um fator de segurança conservativo.

Palavras-chave: barragem gravidade, fundação rochosa, modelação numérica, comportamento mecânico, deslizamento.

ABSTRACT

In this study, a discontinuum three-dimensional model of a large arch-gravity dam and its foundation is used to analyse the stability of the dam. The relevance of using the non-linear discrete crack approach, brittle models and softening models is assessed, for both the dam/foundation interface and for the concrete/concrete joint element which simulate concrete non-linear behaviour.

The main aspects regarding gravity dams are presented along with a brief description of three dam inspections that took place during the course of the master thesis work. The non-linear discrete crack approach, the brittle models and the models with softening used in the numerical analysis are presented. The use of the constitutive model with softening used in this study is justified, as it properly simulates the actual behavior. In fact, results obtained with this model are close to those experimentally obtained in tensile tests and in shear tests of concrete/rock and concrete specimen

Stability analysis is carried out taking into account that the results obtained assuming an increase in the hydrostatic pressure are close to those obtained using the strength reduction method. Results of the numerical analysis are compared with those obtained using the simplified strength reduction method, suggested in current Portuguese regulation.

Analysis carried out shows that an increase in the hydrostatic pressure leads to lower factors of safety. Results show that even when the strength reduction method is used a non-linear model simulating the concrete behaviour is required. A parametric study is carried out in order to assess the influence of the strength parameters, namely, cohesion, tensile strength and fracture energies in mode I and in mode II. In this particular case, with the assumed strength parameters, a brittle model does not ensure a conservative safety factor.

Keywords: gravity dam, rock mass foundation, numerical modelling, mechanical behaviour, shear sliding.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objetivos e metodologias	3
2	BARRAGENS GRAVIDADE	4
2.1	Funcionamento estrutural	5
2.2	Barragens gravidade no mundo	8
2.3	Principais problemas associados às barragens gravidade	11
2.4	Visita às barragens de Covão do Meio, Lagoa Comprida e Aguieira	15
2.4.1	Inspeção visual das obras.....	15
2.4.2	Visita à barragem de Covão do Meio	16
2.4.3	Visita à barragem de Lagoa Comprida	21
2.4.4	Visita à barragem da Aguieira	22
3	FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO	25
3.1	Maçãos rochosos	26
3.1.1	Descontinuidades dos maciços rochosos	28
3.1.2	Deformabilidade dos maciços rochosos.....	31
3.1.3	Resistência dos maciços rochosos	31
3.2	Modelação numérica.....	32
3.2.1	Modelos de comportamento mecânico das descontinuidades.....	33
4	MODELOS CONSTITUTIVOS DE INTERFACE	37
4.1	Introdução.....	37
4.2	Modelo de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite	37
4.3	Modelo com enfraquecimento bilinear	39
4.4	Simulação numérica de ensaios de corte, tração e compressão/corte	40
4.4.1	Ensaio de corte.....	42
4.4.2	Ensaio de tração	44
4.4.3	Ensaio de compressão/corte	46
5	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM ARCO- GRAVIDADE PARA O CENÁRIO DE ROTURA POR DESLIZAMENTO	51
5.1	Introdução.....	51

5.2	Caso de estudo - Barragem de Ribeiradio.....	51
5.3	Descrição do modelo numérico da barragem de Ribeiradio	53
5.3.1	Geometria	53
5.3.2	Condições de fronteira	55
5.3.3	Propriedades dos materiais	55
5.3.4	Ações consideradas na análise numérica	56
5.3.4.1	Ação do peso próprio da barragem	59
5.3.4.2	Ação conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática à cota 110 m.....	61
5.4	Análise do cenário de rotura por deslizamento da superfície de fundação	63
5.4.1	Método de redução das resistências	63
5.4.2	Majoração da parcela hidrostática.....	69
5.4.2.1	Amplificação da carga hidráulica	70
5.4.2.2	Aumento da cota da água.....	77
5.4.3	Estudos paramétricos	84
5.4.3.1	Estudo I.....	84
5.4.3.2	Estudo II.....	87
5.4.3.3	Estudo III	89
5.4.3.4	Estudo IV	92
6	CONCLUSÕES	95
6.1	Aspetos relevantes dos estudos efetuados.....	95
6.2	Recomendação para estudos futuros.....	96
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	97
	ANEXO 1 – VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO PROGRAMA	
	PARMAC3D	101
A1.1	Consola	101
A1.2	Pórtico.....	107
A1.3	Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Perfil tipo de uma barragem gravidade (adaptado de INAG, 2001).....	5
Figura 2.2 - Conjunto de ações a considerar sobre o corpo das barragens gravidade (adaptado de INAG, 2001)	7
Figura 2.3 - Vista geral da barragem de Hoover (Wikipedia, 2019)	9
Figura 2.4 - Vista e corte transversal da barragem de Grand Dixence (Jansen, 1983)	10
Figura 2.5 - Grandes barragens registadas pela ICOLD - distribuição por tipo de barragem (adaptado de ICOLD, 2019)	10
Figura 2.6 - Barragem de Saint Francis (scvhistory, 2019)	13
Figura 2.7 - Ruínas da barragem de Austin, Pensilvânia (pabook2.libraries.psu.edu/palitmap/AustinDam.html)	14
Figura 2.8 - Secção da barragem de Bouzey (Bretas et al., 2010)	15
Figura 2.9 - Barragem de Covão do Meio	17
Figura 2.10 - Barragem do Covão do Meio em planta e vista de jusante (CNPGB, 2019)	17
Figura 2.11 - Equipamento de monitorização.....	19
Figura 2.12 - Dreno localizado na zona do maciço a jusante da obra e descarga de fundo no paramento de jusante.....	20
Figura 2.13 - Tipos de fissuras visualizadas na barragem de Covão do Meio	21
Figura 2.14 - Vista da albufeira da barragem da Lagoa Comprida.....	22
Figura 2.15 - Barragem da Aguieira	23
Figura 2.16 - Junta betão/betão.....	23
Figura 3.1 - Perfil de uma barragem gravidade, com indicação da localização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (adaptado de ICOLD 2019).	26
Figura 3.2 - Relações entre tensões e deslocamentos relativos: variação do deslocamento relativo normal com a tensão de compressão (a) e variação do deslizamento com a tensão tangencial (b) (adaptado de Pande, Beer & Williams, 1990)	33
Figura 4.1 - Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com tensão limite de tração	38
Figura 4.2 - Modelo de enfraquecimento unidirecional desacoplado em elemento finito de junta (adaptado de Azevedo, 2003).....	40
Figura 4.3 – Geometria e modelo numérico	41

Figura 4.4 – Resultados do modelo numérico no ensaio de corte	43
Figura 4.5 - Modo de fratura e deslocamento do ensaio de corte	43
Figura 4.6 - Resultados do modelo numérico no ensaio de tração.....	45
Figura 4.7 - Modo de fratura e deslocamento do ensaio de tração	45
Figura 4.8 - Resultados do modelo numérico no ensaio de corte sob compressão constante	48
Figura 4.9 - Modo de fratura e deslocamento do ensaio de corte sob compressão constante	49
Figura 5.1 - Barragem de Ribeiradio. Corte pela consola central	52
Figura 5.2 - Barragem de Ribeiradio. Planta e vista desenvolvida do alçado de jusante	53
Figura 5.3 – Modelo numérico tridimensional da barragem de Ribeiradio.	54
Figura 5.4 – Elementos de junta utilizados na análise de estabilidade.	55
Figura 5.5 - Vista da base da barragem no modelo de elementos finitos.....	57
Figura 5.6 – Pontos de aplicação das forças equivalentes à subpressão na base dos blocos 1, 2 e 3.....	57
Figura 5.7 - Exemplo de cálculo das subpressões.....	58
Figura 5.8 – Deslocamentos no paramento de montante e de jusante da barragem para a ação do peso próprio.....	59
Figura 5.9 – Tensões horizontais no paramento de montante e de jusante da barragem para a ação do peso próprio	60
Figura 5.10 – Tensões verticais no paramento de montante e de jusante da barragem para a ação do peso próprio	60
Figura 5.11 – Deslocamentos no paramento de montante e de jusante para a ação simultânea do peso próprio e da pressão hidrostática	61
Figura 5.12 – Tensões horizontais nos arcos no paramento de montante e de jusante da barragem para a ação simultânea do peso próprio e da pressão hidrostática no paramento de montante. ...	62
Figura 5.13 – Tensões verticais nas consolas no paramento montante e jusante da barragem para a ação do peso próprio e da pressão hidrostática	62
Figura 5.14 – Ordem de aplicação das solicitações e alteração de propriedades para a análise mecânica do cenário de deslizamento usando o método de redução de resistências (adaptado de Bretas, 2012)	65
Figura 5.15 – Deslocamento horizontal do bloco central no coroamento da barragem durante o processo de redução do ângulo de atrito	65

Figura 5.16 – Deslocamentos na direcção montante/jusante nos paramentos de montante e de jusante da barragem obtidos com o modelo CNL S para o ângulo de atrito de 45,0°	68
Figura 5.17 – Deslocamentos na direcção montante/jusante nos paramentos de montante e de jusante da barragem obtidos com o modelo CNL S para o ângulo de atrito de 32,0°	68
Figura 5.18 – Deslocamentos na direcção montante/jusante nos paramentos de montante e de jusante da barragem obtidos com o modelo CNL S para o ângulo de atrito de 6,1°	68
Figura 5.19 – Esquema dos dois métodos de majoração utilizados.....	69
Figura 5.20– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de amplificação das cargas – Modelo elástico linear do betão	71
Figura 5.21– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de amplificação das cargas – Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta.	74
Figura 5.22 – Distribuição de fendilhação na interface betão/rocha – Diâmetro do cilindro proporcional à abertura – Azul escuro: fenda aberta e Azul claro: fenda fechada.	75
Figura 5.23 – Distribuição de dano na interface betão/rocha – Diâmetro do cilindro proporcional ao valor de dano.....	76
Figura 5.24 – Deformada amplificada (fator de amplificação de 1000).....	76
Figura 5.25 – Distribuição de dano na interface betão/betão – Elementos de junta com valores de dano.....	77
Figura 5.26– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Modelo elástico linear do betão.....	78
Figura 5.27– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Modelo não linear do betão do tipo fenda discreta.....	81
Figura 5.28 – Distribuição de fendilhação na interface betão/rocha – Diâmetro do cilindro proporcional à abertura – Azul escuro: fenda aberta e Azul claro: fenda fechada.	82
Figura 5.29 – Distribuição de dano na interface betão/rocha – Diâmetro do cilindro proporcional ao valor de dano.....	83
Figura 5.30 – Deformada amplificada (fator de amplificação de 1000).....	83
Figura 5.31 – Distribuição de dano na interface betão/betão – Elementos de junta com valores de dano.....	84
Figura 5.32– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Estudo paramétrico I	86

Figura 5.33– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Estudo paramétrico II	88
Figura 5.34– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Propriedades da interface betão/betão versus interface betão/rocha.....	90
Figura 5.35– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Estudo paramétrico III.....	91
Figura 5.36– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Estudo paramétrico IV	93

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Principais problemas, parâmetros críticos, métodos de análise e critérios de segurança de barragens e fundações (adaptado de Hoek, 2007)	12
Tabela 3.1 - Estado de alteração do maciço (adaptado de ISRM, 1981).	27
Tabela 3.2 - Estado de fraturação do maciço (adaptado de ISRM, 1981)	28
Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do material dos blocos.....	41
Tabela 4.2 - Parâmetros elásticos e resistentes adotados no ensaio de corte puro	42
Tabela 4.3 - Parâmetros elásticos e resistentes adotados no ensaio de tração	44
Tabela 4.4 - Parâmetros elásticos e resistentes adotados no ensaio de compressão/corte	46
Tabela 4.5 – Valores máximos de tensão de corte para as tensões normais aplicadas – cálculo analítico.....	47
Tabela 4.6 – Valores de tensão de corte residual esperados para as tensões normais aplicadas.....	47
Tabela 5.1 - Propriedades do betão da barragem e dos blocos do maciço rochoso (valores apresentados em Dong et al. 2016)	56
Tabela 5.2 - Propriedades resistentes do betão e da rocha (valores apresentados em Dong et al. 2016)	56
Tabela 5.3- Valores máximos das tensões principais obtidos nos paramentos de montante e de jusante devidos ao peso próprio	61
Tabela 5.4- Valores máximos das tensões principais obtidos nos paramentos de montante e de jusante devido ao peso próprio e pressão hidrostática	63
Tabela 5.5 - Fatores de segurança	66
Tabela 5.6 - Valores máximos do campo de tensões para os ângulos de atrito em equilíbrio indicados na Tabela 5.5.....	67
Tabela 5.7 - Valores máximos do campo de tensões para o ângulo de atrito de 6,1°	67
Tabela 5.8 - Fatores de segurança – Modelo elástico linear do betão	71
Tabela 5.9 - Valores máximos das tensões principais – Modelo de betão com comportamento elástico linear	72
Tabela 5.10 - Fatores de segurança – Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta.....	73
Tabela 5.11 - Valores máximos das tensões principais – Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta.....	73
Tabela 5.12 - Fatores de segurança – Modelo de betão com comportamento elástico linear	78

Tabela 5.13 - Valores máximos das tensões principais – Modelo de betão com comportamento elástico linear	79
Tabela 5.14 - Fatores de segurança – Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta	80
Tabela 5.15 - Valores máximos das tensões principais– Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta	80
Tabela 5.16 - Propriedades resistentes da interface betão/rocha – estudo paramétrico I	85
Tabela 5.17 - Fatores de segurança – Estudo I	87
Tabela 5.18 - Propriedades resistentes da interface betão/rocha – estudo paramétrico II	87
Tabela 5.19 - Fatores de segurança – Estudo II	89
Tabela 5.21 - Fatores de segurança – Estudo III	92
Tabela 5.22 - Propriedades resistentes da interface betão/rocha – estudo paramétrico IV	92
Tabela 5.23 - Fatores de segurança – Estudo IV	94

LISTA DE SIMBOLOS

a_0	abertura da descontinuidade com tensão normal nula [L]
a_{max}	abertura hidráulica máxima [L]
a_{min}	abertura hidráulica mínima [L]
c	coesão [$L^{-1}MT^{-2}$]
E	módulo de Young; módulo de deformabilidade; módulo de deformação [$L^{-1}MT^{-2}$]
f_c	tensão característica resistente de compressão [LMT^{-2}]
f_t	tensão característica resistente de tração [LMT^{-2}]
G_I	energia de fratura em modo I [$L^{-1}MT^{-2}$]
G_{II}	energia de fratura em modo II [$L^{-1}MT^{-2}$]
g	aceleração da gravidade [LT^{-2}]
h	altura da água da barragem [L]
I	momento de inércia [L^4]
k_{ce}	factor de permeabilidade do canal 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_t	rigidez tangencial associada ao elemento de interface [$L^{-2}MT^{-2}$]
L	comprimento; comprimento do canal de escoamento [L]
M	Momento fletor [ML^{-1}]
t_h	espessura do elemento de interface [L]
u_n	deslocamento normal máximo (abertura e fecho) [L]
u_s	deslizamento máximo [L]
v	velocidade; velocidade de escoamento [LT^{-1}]
p	pressão [$L^{-1}MT^{-2}$]

λ	coeficiente de amplificação
δ_n	fecho da descontinuidade [L]
δ_s	deslizamento [L]
γ_a	peso específico da água [$L^{-2}MT^{-2}$]
μ	coeficiente de atrito
μ_Q	coeficiente de atrito aparente
μ_{res}	coeficiente de atrito residual
ρ	densidade da água; massa volúmica da água [$L^{-3}M$]
ρ_c	peso específico do betão
σ	tensão [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_n	tensão normal na descontinuidade [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_s	tensão de corte na descontinuidade [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_t	tensão de tração limite [$L^{-1}MT^{-2}$]
ν	coeficiente de Poisson
φ	ângulo de atrito
φ_0	ângulo de atrito inicial
φ_r	ângulo de atrito residual
τ_{max}	tensão máxima de corte
$\tau_{s,res}$	tensão de corte residual

LISTA DE SIGLAS

APA	Agência Portuguesa do Ambiente
DBB	Departamento de Barragens de Betão
EDP	Energias de Portugal
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
ICOLD	International Commission on Large Dams
INAG	Instituto da Água
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NOVA.ID.FCT	Associação para a Inovação e Desenvolvimento da FCT

LISTA DE ABREVIATURAS

2D	2 dimensões
3D	3 dimensões
AC	antes de Cristo
BCC	betão compactado com cilindros
E	elástico
EJ	elemento finito de junta
MEF	Método dos Elementos Finitos
NH	nó hidráulico
NL	não linear

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

A água é de fundamental importância para a vida na Terra e também sustenta todo o estilo de vida da humanidade, sendo usada principalmente para consumo e higiene, produção de alimentos, navegação e geração de energia.

A construção de barragens não é uma atividade recente. Registos históricos permitem concluir que as barragens foram das primeiras grandes estruturas construídas pela humanidade. Desde a Antiguidade que os povos utilizam barreiras para a criação de reservatórios de água. A sua construção visava principalmente combater a escassez de água, armazenando-a no período das chuvas, para que fosse possível abastecer as populações e regar os campos de cultivo no período seco. A primeira barragem para a qual há evidências credíveis foi construída na Jordânia há 5000 anos, com a finalidade de abastecer uma cidade próxima (Schnitter, 1994).

O crescimento acentuado da população mundial, as alterações climáticas, a má gestão de recursos e a procura crescente de energia estão a exercer pressões intensas nas reservas cada vez menores de água doce no mundo. De acordo com a Comissão Internacional das Grandes Barragens (ICOLD) com a população mundial atual de 5,6 biliões a crescer a uma taxa de cerca de 90 milhões por ano, espera-se que a procura global de água cresça entre 2 e 3% ao ano nas próximas décadas. Nos últimos três séculos a procura de água doce aumentou cerca de 35 vezes e a população mundial cerca de 8 vezes (ICOLD, 2019) .

O crescimento substancial da população mundial implica a necessidade de mais alimentos, mais água, mais cidades, mais transportes e mais comunicações. Em suma, mais energia. A construção de novas barragens advém não só da necessidade de água para abastecer a população, como também da necessidade de aproveitar o potencial da água retida pelas barragens como fonte de energia. Assim, as barragens passaram também a permitir o aproveitamento desse potencial.

Portugal tem ainda mais de 50% do seu potencial hídrico por aproveitar. É essa sub-utilização que justifica o Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroelétrico (PNBEPH), aprovado pelo governo em 2007. Este programa tem como estratégia aumentar a produção de energia renovável e limpa construindo novas barragens. Além disso, a formação de grandes lagos

artificiais, onde se podem desenvolver diversas atividades recreativas, permite a promoção do turismo e pode significar importantes receitas (EDP, 2019).

Atualmente existem no mundo cerca de 59071 grandes barragens. Mais de metade foi construída a partir de meados do século XX, devido ao forte crescimento da procura de água. É de salientar que, de acordo com a ICOLD, uma grande barragem tem uma altura igual ou superior a 15 m, medida desde a cota mais baixa da superfície geral da fundação até à cota do coroamento, ou tem uma altura compreendida entre os 5 e 15 m e a albufeira tem uma capacidade superior a 3 milhões de metros cúbicos (ICOLD, 2019).

As barragens podem ser classificadas de acordo com as suas dimensões (pequenas ou grandes barragens), o material em que são construídas (betão, alvenaria ou aterro), a sua forma estrutural (gravidade, arco ou contrafortes) e a sua capacidade de armazenamento ou em função da perigosidade da barragem e dos danos potenciais associados à onda de inundação correspondente ao cenário do acidente mais desfavorável (classe I, classe II ou classe III, como definido no Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2018)).

As barragens de betão e de alvenaria são fundadas em maciços rochosos, que são compostos por blocos de rocha separados por descontinuidades. Estes maciços de fundação são submetidos a tratamentos que permitem melhorar as suas características mecânicas e hidráulicas, no entanto, as principais causas de rotura de barragens estão relacionadas com problemas no maciço rochoso de fundação (ICOLD, 1995).

Quanto às barragens de betão, os mecanismos de rotura envolvem usualmente descontinuidades do maciço rochoso, a superfície de contacto barragem/fundação ou camadas do maciço rochoso de menor resistência. A possibilidade de deslizamento da barragem ao longo da superfície de inserção ou ao longo de descontinuidades do maciço é em regra avaliada com base em técnicas simplificadas de equilíbrio limite, efetuando uma sequência de cálculos em que as características resistentes das superfícies de descontinuidade são progressivamente minoradas (Farinha, Lemos, & Maranhã das Neves, 2012).

As barragens são estruturas que, em caso de acidente grave que origine uma rotura, podem ocasionar danos severos no vale a jusante, quer no que se refere ao número de vítimas, quer no que se refere a bens económicos e ambientais. Neste sentido, são obras onde as preocupações com a segurança assumem particular importância.

Para verificar a segurança das barragens recorre-se atualmente a modelos numéricos. Um dos métodos a que se pode recorrer é o Método dos Elementos Finitos (MEF). Este método foi desenvolvido para modelos contínuos, mas permite representar as descontinuidades da barragem, o contacto entre a barragem e a fundação e as descontinuidades do maciço rochoso através de elementos finitos de junta (EJ).

1.2 Objetivos e metodologias

Este trabalho enquadra-se no projeto de investigação do LNEC “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.

No modelo da barragem e sua fundação serão consideradas as superfícies de descontinuidade representativas da superfície de fundação, da superfície vertical na linha de montante da inserção e das juntas de contração da barragem.

Numa primeira fase, é realizada uma análise de estabilidade de uma barragem gravidade, com recurso ao método de redução da resistência, usualmente adotado em projeto e posteriormente com o método de majoração da parcela hidrostática adotando modelos de contacto do tipo coesivo, determinam-se os fatores de segurança ao deslizamento considerando o modelo de enfraquecimento bilinear (Azevedo, 2003), que simula as descontinuidades betão/betão e betão/macizo rochoso.

Pretende-se ainda contribuir para a melhoria da avaliação da segurança de barragens gravidade para cenários de rotura que envolvam deslizamento por superfícies de descontinuidade, bem como apresentar uma análise crítica sobre a importância relativa de cada um dos parâmetros envolvidos no cálculo na capacidade resistente da obra. Por fim, avaliam-se as vantagens e limitações dos modelos numéricos utilizados na análise à rotura deste tipo de estruturas.

1.3 Organização

A tese está organizada em 6 capítulos. Após este capítulo 1, em que se apresenta o tema da dissertação e se definem os seus objetivos, são referidos no capítulo 2 os aspetos mais relevantes relativos às barragens gravidade. No capítulo 3 demonstra-se a importância da qualidade do maciço rochoso na construção de barragens de betão. No capítulo 4 apresentam-se os estudos de verificação e validação modelo mecânico do programa de cálculo numérico usado neste trabalho, Parmac3D-FFlow. No capítulo 5 apresentam-se a análise de estabilidade da barragem de Ribeiradio para o cenário de deslizamento pela interface betão/fundação adotando modelos de fenda discreta. Por fim, no capítulo 6, apresentam-se as principais conclusões do trabalho e perspectivas de desenvolvimentos futuros.

2 BARRAGENS GRAVIDADE

Os estudos desenvolvidos nesta dissertação limitam-se às barragens gravidade, pelo que são abordados, neste capítulo, os principais aspetos relativos ao comportamento deste tipo de barragens.

As barragens gravidade de betão são estruturas normalmente associadas a alguma simplicidade de projeto e de construção, sendo conhecidas por terem um elevado grau de segurança. Uma barragem é projetada recorrendo a definições geométricas e tendo como finalidade minimizar as tensões de tração, visto que a resistência do betão à tração é muito reduzida, cerca de dez vezes inferior à resistência do betão à compressão (Brandão, 2013). Embora existam outros tipos estruturais (por exemplo, barragens abóboda ou de contrafortes), a maioria das barragens de betão correspondem a perfis do tipo gravidade, dado estas possuírem um elevado grau de segurança e serem, em regra, as mais económicas e simples de construir (ICOLD, 2019).

2.1 Funcionamento estrutural

As barragens gravidade são estruturas que resistem à impulsão hidrostática através do seu peso próprio, e transmitem as solicitações à fundação. A secção transversal típica de uma barragem gravidade é aproximadamente triangular (Figura 2.1).

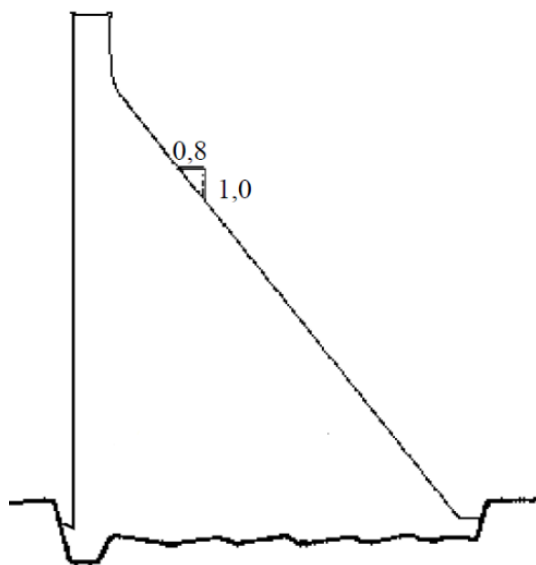


Figura 2.1 - Perfil tipo de uma barragem gravidade (adaptado de INAG, 2001)

As barragens gravidade eram tradicionalmente construídas em alvenaria de pedra. Em meados do século XIX começou-se a usar betão, tendo a composição do cimento utilizado sido gradualmente ajustada de modo a adequar-se à construção deste tipo de estruturas. Atualmente, este tipo de barragens pode ser construído em betão convencional (BC), onde os blocos são separados por juntas de contração verticais, colocadas transversalmente em relação ao eixo da obra, ou em betão compactado com cilindros (BCC) (Schnitter, 1994). A colocação do BCC em obra é efetuada através do espalhamento contínuo de camadas de betão com aproximadamente 30 cm, sendo o betão alternadamente compactado por cilindros vibradores (vibração externa) utilizados na compactação dos solos, ficando assim com um grande número de juntas horizontais.

As barragens gravidade também podem ser classificadas conforme a sua geometria em planta. Geralmente o traçado em planta é reto ou com uma ligeira curvatura, sendo a concavidade voltada para jusante, para melhorar o desempenho estrutural, tirando partido do efeito de arco, embora estas estruturas sejam normalmente projetadas para resistir às ações a que são submetidas tendo em conta apenas a sua secção transversal. As barragens com planta reta são as mais comuns, sendo as mais adequadas para vales largos, visto que os vencem com o menor desenvolvimento possível. As barragens com curvatura em planta são geralmente adequadas para vales estreitos.

As principais forças a ter em conta no dimensionamento das barragens gravidade podem ser agrupadas em ações estáticas e ações dinâmicas. Na Figura 2.2 apresentam-se as ações estáticas e dinâmicas a considerar no dimensionamento das barragens gravidade, onde estão representadas as resultantes das pressões hidrostáticas nos paramentos (FH1, FV1, FH2, FV2), a resultante do peso próprio (FV3), a resultante das pressões da água na base da barragem, ou resultante das subpressões (FV4), as forças de inércia do corpo da barragem e as pressões hidrodinâmicas no paramento de montante devidas a ações sísmicas (FH5, FV5, FH6).

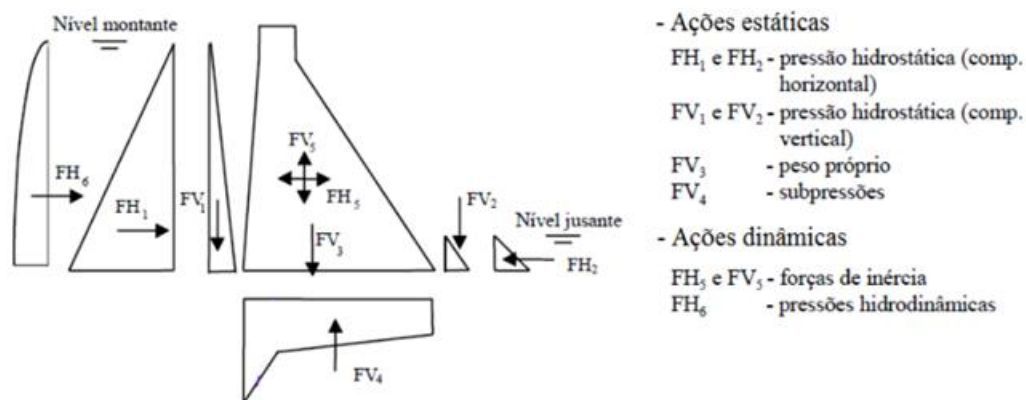


Figura 2.2 - Conjunto de ações a considerar sobre o corpo das barragens gravidade (adaptado de INAG, 2001)

As ações estáticas a considerar são: o peso próprio da barragem, a pressão hidrostática e a subpressão. O peso próprio da barragem é a principal ação estabilizante a atuar numa barragem gravidade, pelo que deve ser considerado como uma carga permanente, por se tratar de uma ação contínua e pouco variável no tempo.

A pressão hidrostática corresponde ao impulso provocado pela água nos paramentos de montante e de jusante da barragem, estando diretamente relacionada com o nível da água.

A subpressão ocorre devido à percolação da água na fundação da barragem, o que provoca pressões na superfície betão/fundação designadas por subpressões. Esta ação é muito desfavorável, principalmente por reduzir significativamente as forças de atrito da interface betão/fundação, tendo como consequência um aumento significativo do risco de rotura por deslizamento. Assim, procura-se diminuir o seu efeito através da construção de cortinas de drenagem. Nestes casos, o diagrama de subpressões ao longo da base da barragem, depende não apenas do nível da água a montante e a jusante, mas também das pressões existentes nas zonas dos drenos, o que leva a uma diminuição considerável da área do diagrama de subpressão.

As ações dinâmicas a considerar são as forças de inércia e as pressões hidrodinâmicas. De modo a simular os efeitos de um sismo sobre uma barragem, é usualmente utilizada uma metodologia simplificada através da qual esta ação é representada por duas forças estáticas de efeito equivalente ao sismo. Uma dessas forças é a força de inércia, proporcional à massa da barragem, e a outra força corresponde à pressão hidrodinâmica da água sobre os paramentos da barragem.

O dimensionamento das barragens gravidade deve atender, basicamente, aos seguintes requisitos: segurança ao derrubamento segundo qualquer plano horizontal, definido no corpo da barragem ou no contacto com a fundação; segurança ao deslizamento em qualquer plano horizontal, definido no corpo da barragem ou no contacto com a fundação; e garantia que as tensões no corpo da barragem e na fundação não excedem as tensões admissíveis (Thomas, 1979). A relação entre a largura da base e a altura é definida por forma a verificar estes requisitos.

A segurança de barragens gravidade é também verificada tradicionalmente com base num “fator de segurança” ao deslizamento, tendo em consideração que este pode ocorrer por superfícies de rotura previamente definidas. O “fator de segurança” é definido como o fator pelo qual os parâmetros de resistência ao deslizamento podem ser reduzidos até levar a barragem ou a fundação da barragem a um estado limite de equilíbrio. O valor numérico do fator de segurança escolhido para cada obra depende do nível de confiança que o projetista tem nos parâmetros de resistência ao corte, do valor das pressões da água na fundação, da localização das superfícies de rotura críticas e do valor das forças instabilizantes que atuam na estrutura (Hoek, 2007).

2.2 Barragens gravidade no mundo

As primeiras construções executadas por civilizações que existiram há milhares de anos terão sido barragens do tipo gravidade, em pedra e terra, verificando-se, através de trabalhos arqueológicos, que essas barragens foram edificadas sem qualquer ligante, o que obrigava a que as suas dimensões possuíssem uma base com um desenvolvimento que podia ter quatro vezes a altura da barragem. Com o passar dos séculos passaram a utilizar-se vários tipos de ligante nas alvenarias, aumentando assim a estabilidade e a estanquidade, permitindo adotar menores inclinações nos paramentos e realizar estas estruturas com maiores alturas (USBR, 1987). As primeiras barragens com perfil gravidade datam dos tempos mais remotos, havendo realizações antigas que são exemplos notáveis de obras de engenharia estrutural e hidráulica.

O material betão na construção de barragens foi usado pela primeira vez na barragem gravidade de Boyds Corner, concluída em 1872 no estado de New York, nos Estados Unidos. Em 1890 foi concluída a barragem de Lower Crystal Springs na Califórnia, que foi a primeira barragem em que a relação água cimento foi controlada, referindo-se que o cimento para a construção da barragem foi totalmente importado de Inglaterra (SimScience, 2019).

Uma obra que constitui um marco assinalável na história das grandes barragens foi a construção, entre 1931 e 1936, no rio Colorado, nos Estados Unidos da América, da barragem do tipo arco gravidade de Hoover (Figura 2.3).



Figura 2.3 - Vista geral da barragem de Hoover (Wikipedia, 2019)

Esta imponente barragem era, na época da sua execução, 60% mais alta e 2,5 vezes maior em volume de betão do que qualquer outra barragem até então construída. Possui altura máxima de 221,4 m, desenvolvimento no coroamento de 379 m e uma espessura que varia de 13,7 m no coroamento a 201 m na base. Exigiu para a sua construção um volume de betão de $2,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ e permitiu criar uma albufeira com $38\,550 \times 10^6 \text{ m}^3$ de volume. Na sua execução foram empregues metodologias e formas estruturais que atualmente são adotadas na construção das grandes barragens de betão (Jansen, 1983).

A barragem gravidade de maior altura do mundo é a barragem de Grand Dixence (Figura 2.4) que se situa no vale de Hérémence, nos Alpes Suíços, e foi construída entre 1951 e 1962. Esta obra possui 285 m de altura máxima, uma espessura máxima de 201,2 m na base e 15 m no coroamento e um desenvolvimento do coroamento de 695 m. Para a sua construção foi empregue um volume de $60 \times 10^6 \text{ m}^3$ de betão. A barragem cria um reservatório com um volume de $400 \times 10^6 \text{ m}^3$ e 5 km de extensão e permite produzir energia hidroelétrica que corresponde a 58% do total da energia produzida na Suíça, representando um dos aproveitamentos de recursos naturais mais importantes deste país (Herzog, 1999).

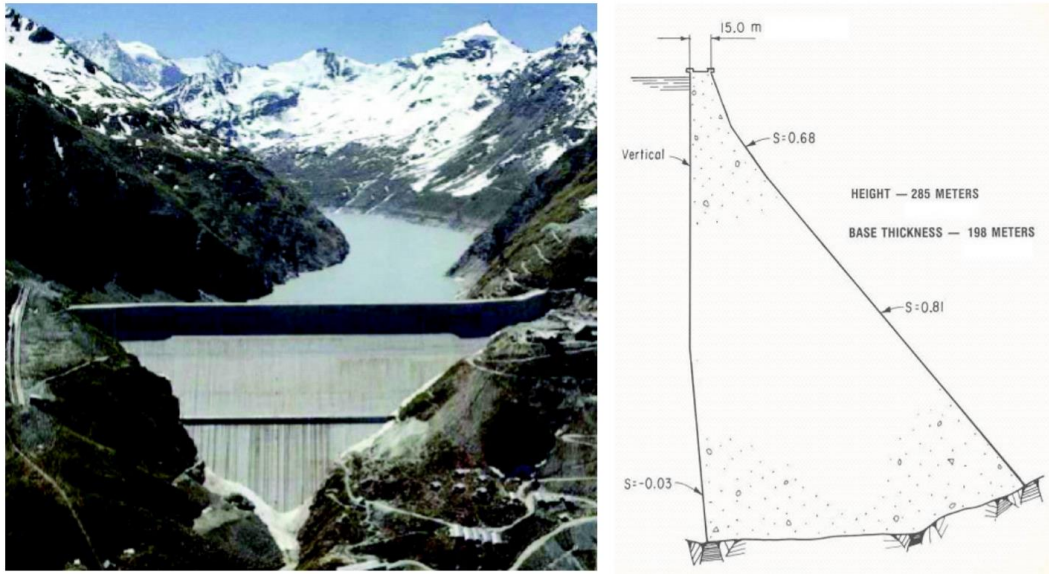


Figura 2.4 - Vista e corte transversal da barragem de Grand Dixence (Jansen, 1983)

Considerando apenas as grandes barragens registradas pela ICOLD, verifica-se atualmente um grande predomínio das barragens de aterro (65 %), correspondendo as grandes barragens gravidade apenas a 13% do total (ICOLD, 2019).

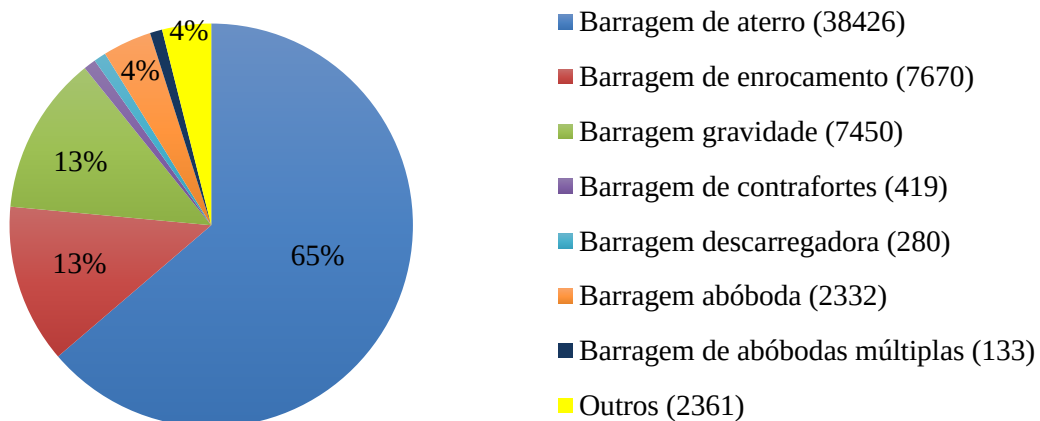


Figura 2.5 - Grandes barragens registradas pela ICOLD - distribuição por tipo de barragem (adaptado de ICOLD, 2019)

2.3 Principais problemas associados às barragens gravidade

Os principais problemas que podem ocorrer em barragens gravidade são:

- i) falta de resistência ao corte na superfície de ligação barragem/maciço rochoso de fundação ou nas descontinuidades do maciço, próximo da base da barragem;
- ii) abertura de fendas horizontais no pé de montante da barragem devidas a tensões de tração verticais elevadas;
- iii) passagem de grandes quantidades de água pela fundação da barragem ou na zona dos encontros.

A principal causa de rotura de barragens gravidade é a falta de resistência ao corte na superfície de ligação entre a barragem e o maciço rochoso da fundação ou em descontinuidades da fundação próximas da base da barragem (Hoek, 2007).

Como se referiu anteriormente, a subpressão é uma ação muito desfavorável, sendo particularmente gravosa em barragens gravidade, pois contribui para diminuir o efeito estabilizador do peso da estrutura. As pressões hidrostáticas elevadas também podem ocorrer em descontinuidades na fundação ou mesmo no corpo da barragem, se houver deficiências nas juntas de construção ou se existirem fendas que estejam em contacto com a albufeira.

A perda de ligação com a fundação na base da barragem é um problema que pode ocorrer em barragens de betão. A pressão hidrostática na face a montante da barragem transmite tensões de tração à base da barragem e à fundação do maciço rochoso. A variação do nível da água na albufeira cria ciclos de deformação na fundação, abrindo e fechando descontinuidades, eventualmente produzindo novas e aumentando o comprimento das existentes. É de extrema importância acompanhar o comportamento da obra durante a fase de primeiro enchimento, sendo que várias roturas de barragens ocorreram durante ou imediatamente após o primeiro enchimento da albufeira (ICOLD, 2019).

A identificação e análise dos principais cenários de acidentes e incidentes ocorridos em barragens de betão têm sido objeto de inúmeros estudos. Alguns desses estudos, realizados pela ICOLD, concluem que, para as barragens de betão, a maioria das roturas registadas se ficou a dever a problemas no maciço de fundação que sofreu deterioração devido a erosões no maciço rochoso, o que originou a perda de resistência da fundação, causando a rotura da barragem.

Apresentam-se de seguida na Tabela 2.1 os principais problemas, parâmetros críticos, métodos de análise e critérios de segurança das barragens e fundações.

Tabela 2.1 - Principais problemas, parâmetros críticos, métodos de análise e critérios de segurança de barragens e fundações (adaptado de Hoek, 2007)

Principais problemas	• Rotura por corte na interface betão/fundação ou no maciço rochoso. • Formação de fissuras por tração no pé da barragem. • Escoamento pela fundação e descontinuidades.
Parâmetros críticos	• Presença de zonas de menor resistência ou permeáveis no maciço rochoso. • Resistência ao corte na interface betão/maciço rochoso. • Resistência ao corte do maciço rochoso. • Eficácia das cortinas de impermeabilização e das cortinas de drenagem. • Estabilidade das encostas das albufeiras.
Métodos de análise	• Os métodos de equilíbrio limite devem ser usados para investigar o deslizamento na interface betão/maciço rochoso e o deslizamento em descontinuidades na fundação de fraca resistência. • É necessário efetuar um elevado número de testes à rotura, considerando os mecanismos de rotura previamente identificados, a menos que esteja disponível uma análise com deteção automática de superfícies de rotura crítica.
Critério de segurança	• O fator de redução contra a rotura da fundação deve exceder 1,5 para condições normais de operação de toda a albufeira, desde que sejam usados valores de resistência ao corte conservadores, por exemplo, adotando uma coesão efetiva nula ($c' \approx 0$). • Fator de segurança $> 1,3$ para cheia máxima provável (CMP). • Fator de segurança > 1 para sismo máximo credível e CMP.

Seguidamente, apresentam-se três casos de rotura de barragens gravidade pela fundação. O primeiro caso é o da barragem de Saint Francis, localizada no rio San Francisquito Creek, perto de Saugus, Califórnia (EUA), cuja construção foi concluída em 1926 (Figura 2.6). Esta barragem de arco gravidade, com uma altura máxima de 62,4 m e com um raio em planta de cerca de 152,4 m, possuía espessura máxima na base de 53,3 m e no coroamento de 4,9 m. A barragem tinha um comprimento

de cerca de 213,4 m. Durante o primeiro enchimento o nível da albufeira foi sendo controlado até à cota dos descarregadores de superfície, até que em 5 de Março de 1928 o nível da albufeira atingiu a cota máxima, e assim permaneceu até ao dia 12 do mesmo mês, altura em que se deu a rotura da barragem (USB, 1998). A rotura foi originada por uma deficiente resistência da fundação, provocada pelo escoamento a grande velocidade da água ao longo do maciço rochoso, com consequente diminuição das suas características mecânicas.

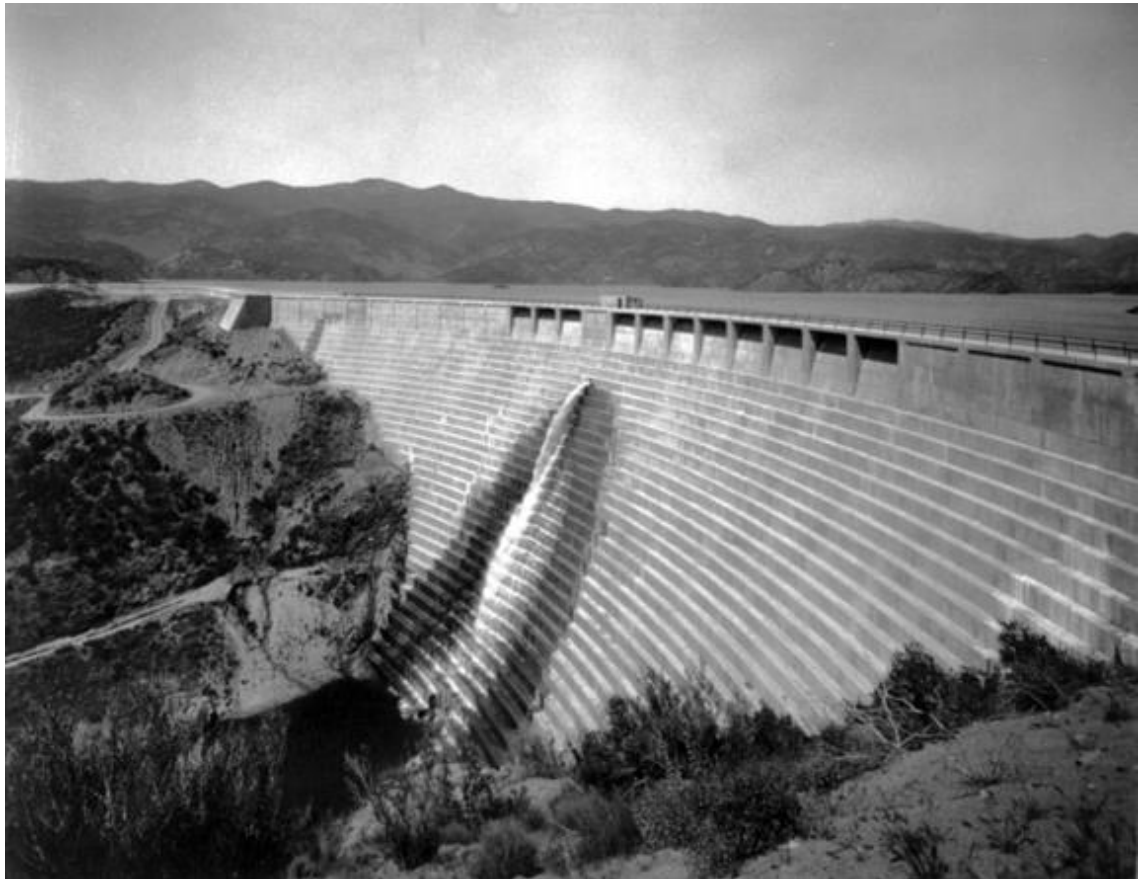


Figura 2.6 - Barragem de Saint Francis (scvhistory, 2019)

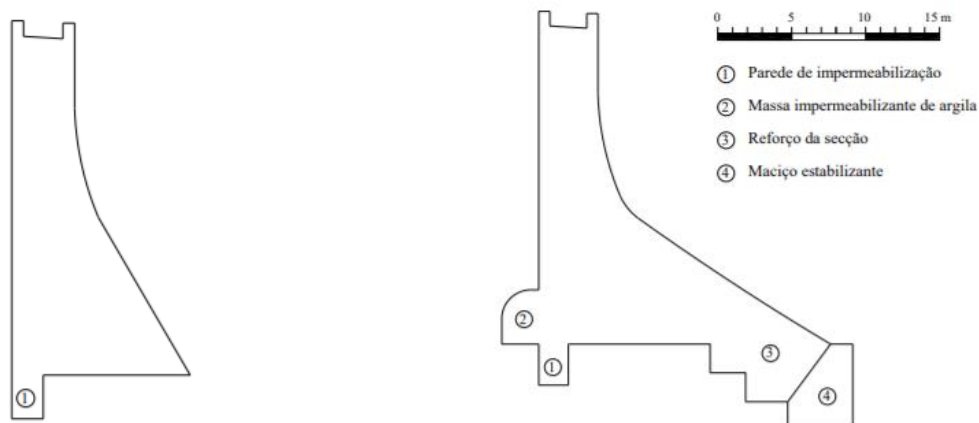
O segundo caso é o da barragem de Austin (Figura 2.6), construída na Pensilvânia (EUA). O acidente deu-se em 1911, no final do primeiro enchimento da albufeira. A barragem tinha 15 m de altura e cerca de 165 m de comprimento, tendo sido construída numa fundação constituída por camadas horizontais de rochas sedimentares, principalmente arenito e argila xistosa. A rotura deu-se por deslizamento ao longo de uma camada de argila xistosa, que era a zona mais fraca da fundação (USB, 1998).



**Figura 2.7 - Ruínas da barragem de Austin, Pensilvânia
(pabook2.libraries.psu.edu/palitmap/AustinDam.html)**

O terceiro caso, descrito por Bretas, Lemos, & Lourenço (2010), é o da barragem de Bouzey, com 22,7 m de altura e extensão de 545m, localizada no este de França, próximo da localidade de Epinal. A obra, com a secção representada na Figura 2.8 a), foi concluída em 1880 e tinha como função alimentar um canal de transporte fluvial. Em Março de 1884, na sequência do surgimento de fissuras, um troço central da barragem, com extensão de 135 m, deslizou 35 cm pela fundação (primeiro acidente). Apesar disto, até meados de 1885 a barragem permaneceu em utilização. Após este período a barragem foi esvaziada e seguiu-se uma longa fase de estudos, projetos e obras que resultaram num reforço da secção junto à fundação (Figura 2.8 b)), tendo sido atribuída a causa do acidente a má qualidade da fundação e à rotura da cortina de impermeabilização.

Em Novembro de 1889 a barragem voltou a entrar em utilização seguindo-se um período de exploração normal. Contudo, entre 1894 e 1895 voltaram a surgir fissuras horizontais e a 27 de Abril de 1895 a barragem rompeu após o desprendimento de uma faixa central da barragem com extensão de 180 m e 10 m de altura a partir do coroamento (segundo acidente).



a) Secção original

b) Secção após obras de reforço

Figura 2.8 - Secção da barragem de Bouzey (Bretas et al., 2010)

2.4 Visita às barragens de Covão do Meio, Lagoa Comprida e Agueira

2.4.1 Inspeção visual das obras

Para assegurar o controlo da segurança estrutural de barragens, realizam-se diversas visitas de inspeção com diferentes finalidades para cada fase de vida da barragem. Segundo as Normas de Observação e Inspeção de Barragens (NOIB) (NOIB, 1993), as visitas de inspeção devem ser realizadas durante a fase de construção, durante a fase do primeiro enchimento e durante a fase de exploração.

As inspeções visuais têm por objetivo a deteção de sinais de deteriorações ou sintomas de envelhecimento e a deteção de anomalias dos sistemas de observação instalados. O plano de observação deve prever a execução dos seguintes três tipos de inspeção visual: inspeção visual de rotina, inspeção visual de especialidade e inspeção visual de carácter excecional.

Visitas de inspeção de rotina são feitas por equipas locais, responsáveis por fazer inspeções visuais e avaliar o sistema de monitorização da barragem. As visitas especiais e excecionais envolvem, para além do dono de obra, as entidades da Administração Pública envolvidas, nomeadamente a Agência Portuguesa do Ambiente (APA), que é a Autoridade Nacional de Segurança de Barragens, e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), como consultor da Autoridade.

A frequência das visitas de inspeção de rotina e das visitas de inspeção de especialidade depende dos seguintes fatores: altura da barragem, fase de vida da barragem (construção, primeiro enchimento ou esvaziamento rápido e exploração) e material constituinte (aterro ou betão). As visitas de inspeção de carácter excecional são feitas após uma inundação, um sismo ou quando ocorre um esvaziamento e subsequente enchimento da albufeira.

O controlo da segurança de barragens assenta num bom plano de monitorização, de forma a recolher o máximo de informação possível ao longo da vida útil da estrutura, analisando o seu comportamento estrutural devido às diferentes ações que atuam neste tipo de obras. Assim, o principal objetivo das visitas às obras é observar e registar eventuais sinais de deterioração, e verificar se o sistema de observação está a funcionar corretamente, de modo a efetuar a devida monitorização.

2.4.2 Visita à barragem de Covão do Meio

No decorrer dos trabalhos desta dissertação foi possível acompanhar uma visita de especialidade à barragem de Covão do Meio (Figura 2.9) no dia 27 de junho de 2019. A barragem de Covão do Meio situa-se no concelho de Seia, distrito de Braga, numa das quatro depressões glaciares que constituem o vale da garganta de Loriga. A barragem tem 28 m de altura e 300 m de comprimento de coroamento, sendo constituída por um troço em abóbada de dupla curvatura e por um troço com a geometria de uma barragem gravidade em arco na margem esquerda. As duas estruturas de betão estão fundadas num maciço de granitos porfiroides, de grão grosseiro.

A barragem de Covão do Meio armazena água durante parte do ano e abastece a Lagoa Comprida por intermédio de um túnel com 2354 m, reforçando o caudal desta albufeira. Durante os meses de Verão o armazenamento de água deixa de se efetuar, uma vez que a água é utilizada na totalidade para abastecer a população do vale de Loriga, sendo destinada principalmente à rega dos campos agrícolas e ao abastecimento de uma praia fluvial. O dono de obra da barragem do Covão do Meio é a *EDP - Energias de Portugal*. A obra foi projetada em 1951 e entrou em funcionamento em 1953.



c) Vista do paramento de montante

d) Vista do paramento de jusante

Figura 2.9 - Barragem de Covão do Meio

Na Figura 2.10 apresenta-se a barragem em planta e a vista de jusante. É de salientar a diferença de cota de coroamento na zona da barragem abóbada de dupla curvatura e da zona da barragem gravidade em arco, pois esta última funciona como descarregador de superfície não controlado, estando pois a uma cota mais baixa.

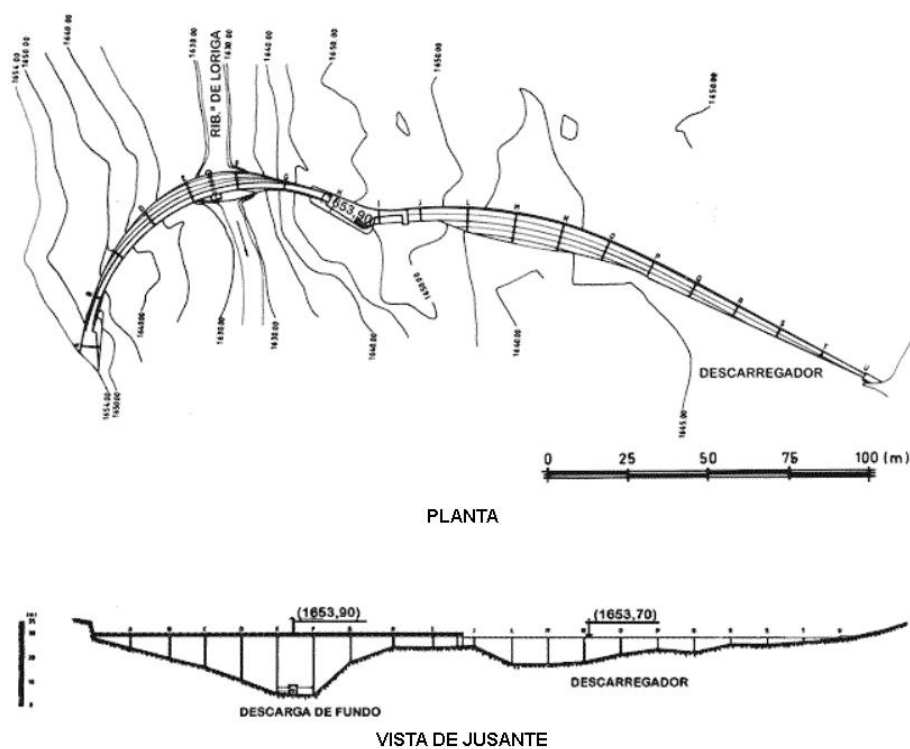


Figura 2.10 - Barragem do Covão do Meio em planta e vista de jusante (CNPGB, 2019)

Durante esta visita foi possível inspecionar e observar diferentes equipamentos de monitorização instalados na barragem e aprender os fundamentos de alguns dos métodos de observação usualmente utilizados, tais como o método do fio de prumo (Figura 2.11 a) e b)) e métodos geodésicos (Figura 2.11 c)), ambos utilizados na monitorização de deslocamentos da barragem.

Existem duas variantes de instalação dos fios de prumo numa estrutura. A primeira, designada por fio de prumo direito, caracteriza-se pela fixação de uma das extremidades do fio num ponto a uma cota elevada da estrutura, enquanto que na extremidade oposta é colocado um peso com cerca de 600 N, permitindo a medição de deslocamentos relativos ao ponto da fixação na cota elevada. A segunda variante é denominada por fio de prumo invertido, e corresponde à fixação de uma das extremidades do fio de prumo num ponto da fundação (considerado fixo), sendo a outra extremidade ligada a um flutuador dentro de um reservatório com água que provoca o efeito de tração no fio através da impulsão da água. Os fios de prumo são geralmente instalados em furos que atravessam o corpo da barragem estabelecendo uma vertical através de um cabo de aço de alta resistência, mas devido ao elevado ângulo da abóboda da barragem de Covão do Meio parte do fio de prumo encontra-se no exterior da barragem, revestido por um tubo (Figura 2.11 b)). Nesta obra foram usados os dois tipos de fio de prumo na medição dos deslocamentos horizontais da barragem (deslocamentos tangenciais e radiais).

Na Figura 2.11 c) apresenta-se o pilar de referência número 3, utilizado pelo método geodésico para determinação dos deslocamentos horizontais através de triangulação. Os métodos geodésicos têm vindo a ser utilizados, não só como meio complementar de medição de deslocamentos, mas também para fornecer uma panorâmica geral da relação entre a obra, a sua fundação e o restante maciço rochoso.

Na barragem de Covão do Meio os deslocamentos medidos com o fio de prumo podem ser registados manualmente, através de um coordenómetro, e automaticamente. O mesmo não se pode dizer do método geodésico, que apenas permite a leitura dos deslocamentos manualmente, condicionando o registo de dados no inverno, devido às severas condições climáticas que se fazem sentir na região, nomeadamente temperaturas negativas, difícil acesso ao local e visibilidade reduzida devido à queda de neve e nebulosidade.

As aberturas das juntas são registadas através de alongâmetros, equipamentos que medem o deslocamento relativo entre dois pontos. Na Figura 2.3 d) apresenta-se uma base de alongâmetro

colocada numa junta vertical da barragem. Esta base permite a instalação de um equipamento de medição da abertura e do deslizamento da junta.



a) Fio de prumo



b) Tubo de revestimento do fio de prumo



c) Pilar de referência



d) Base para medição de deslocamentos

Figura 2.11 - Equipamento de monitorização

Nesta visita também se observaram os drenos colocados no solo a jusante da obra, que permitem reduzir as subpressões (Figura 2.12 a)). Durante a visita foi aberta a descarga de fundo (Figura 2.12 b)), que normalmente permanece aberta todo o verão para abastecer a população de Loriga.



a) Dreno



b) Descarga de fundo

Figura 2.12 - Dreno localizado na zona do maciço a jusante da obra e descarga de fundo no paramento de jusante

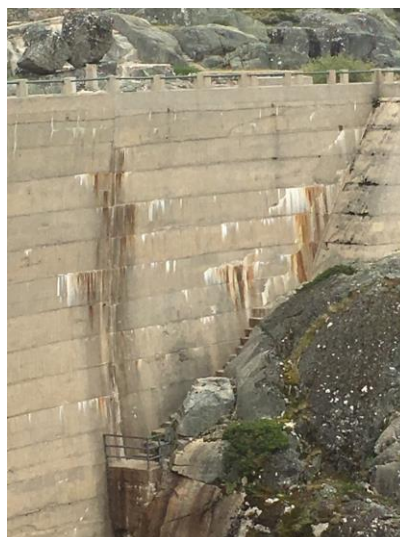
A ação da água sobre a barragem é avaliada a partir da medição do nível da albufeira, de forma automática, através de um medidor de pressão instalado no paramento de montante, e de modo manual. No decorrer da inspeção estava a ser feita a medição do nível de água com recurso a uma sonda de níveis, a partir do coroamento.

Nesta obra foi possível visualizar alguns tipos de fissuras. Na Figura 2.13 a) pode-se ver fissuração do tipo “craquelet”, observada no coroamento da barragem. Neste caso a fissuração é devida à existência de expansões no betão, originando este tipo de padrão, pois a camada superficial não expande tanto como no interior do betão.

Na Figura 2.13 b) estão representadas também fissuras devidas à expansão do betão, resultantes de reações químicas que ocorrem entre componentes do cimento e dos agregados. As reações expansivas ocorrem em condições de humidade e temperatura relativamente altas, provocando o aparecimento de um gel que vai ocupando os poros do betão e que acaba por provocar aparecimento de fissuração com consequente deterioração do betão e aumentos de volume (expansões).



a) Fissura tipo “mapa”



b) Fissuras devido à expansão do betão

Figura 2.13 - Tipos de fissuras visualizadas na barragem de Covão do Meio

De acordo com o protocolo em vigor, no final da visita decorreu uma reunião em que participaram os representantes da APA, do dono de obra (EDP) e do LNEC, bem como os técnicos que efetuaram as inspeções visuais à obra.

2.4.3 Visita à barragem de Lagoa Comprida

Depois da visita e da inspeção à barragem de Covão do Meio surgiu a oportunidade de visitar também a barragem da Lagoa Comprida e a barragem da Aguieira, sendo estas visitas de carácter não oficial.

A barragem de Lagoa Comprida (Figura 2.14), localiza-se no concelho de Seia, distrito da Guarda. A barragem foi projetada em 1910 e a sua construção foi concluída em 1966. É uma barragem de gravidade de alvenaria que possui uma altura de 29 m acima da fundação e um comprimento no coroamento de 1200 m. Como referido anteriormente a água contida na albufeira da barragem de Covão do Meio, em Loriga, é esvaziada para a albufeira da barragem de Lagoa Comprida, através de um túnel com um comprimento de 2354 m. A fundação é maioritariamente constituída por granito.



Figura 2.14 - Vista da albufeira da barragem da Lagoa Comprida

2.4.4 Visita à barragem da Aguieira

A barragem da Aguieira situa-se no rio Mondego, no distrito de Coimbra, entre o Concelho de Penacova e o Concelho de Mortágua. A barragem foi projetada em 1972 e a obra foi concluída em 1981. Trata-se de uma barragem de betão, do tipo de abóbadas múltiplas, formada por três abóbodas de dupla curvatura. Possui uma altura acima da fundação de 89 m e um comprimento de coroamento de 400 m. A barragem foi construída com as finalidades de produção de energia, defesa contra cheias, abastecimento e rega.

Na Figura 2.15 a) é possível observar uma vista jusante da obra e na Figura 2.15 b) a torre de controlo da comporta da descarga de fundo. A barragem da Aguieira é uma das mais imponentes do país, não só pela sua dimensão como também pela sua geometria pouco usual.

Na Figura 2.16, é de notar o pormenor das juntas serem orientadas numa direção diagonal. Com efeito, as juntas da barragem foram dimensionadas de forma a que atuem apenas esforços de compressão, de modo a não ocorrerem deslizamentos, pelo que se encontram numa direção perpendicular às maiores tensões principais de compressão devidas à pressão hidrostática e ao peso próprio da estrutura.



a) Vista de jusante



b) Torre de controlo da comporta da
descarga de fundo

Figura 2.15 - Barragem da Aguieira



Figura 2.16 - Junta betão/betão

3 FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO

No que se refere à Engenharia Civil, a expansão da Mecânica das Rochas tem sido sobretudo estimulada pela crescente importância, dificuldade e responsabilidade das obras em maciços rochosos. De facto, Rocha (1981) chamou a atenção para a construção de barragens que por vezes atingiam altura de 300 m – como era o caso da barragem de Inguri, no Cáucaso – e que tinham de ser fundadas sobre formações com propriedades precárias

A interação estrutura/maciço rochoso é muito importante, pois a fundação é parte integrante de qualquer obra de engenharia civil. O bom desempenho da fundação tem um papel fulcral no funcionamento da estrutura durante a sua vida útil, pois é responsável por suportar o peso e manter a estabilidade da obra. O tratamento de fundações é, portanto, um processo integrado na construção de qualquer barragem, em especial no caso de grandes barragens.

A passagem de água no maciço rochoso de fundação ocorre como consequência do gradiente hidráulico que a barragem impõe e da existência de descontinuidades no maciço rochoso, não sendo possível evitá-lo por completo. De qualquer modo, a velocidade de escoamento, medida através do caudal, não deve ultrapassar valores pré-estabelecidos, pois tal provoca o arrastamento de finos e o aumento da permeabilidade, podendo ter consequências negativas a longo prazo. Por outro lado, a passagem para jusante de uma quantidade elevada de água levanta problemas económicos. Nas grandes barragens é costume adotar medidas de controlo do escoamento, recorrendo-se por exemplo a cortinas de impermeabilização e sistemas de drenagem (ver Figura 3.1).

Uma cortina de impermeabilização consiste na execução de uma (ou mais) fiada(s) de furos na fundação da barragem, normalmente, paralela(s) ao alinhamento da barragem, ou seja, perpendicular(es) ao sentido do escoamento. Executa-se então a(s) cortina(s) injetando caldas à base de cimento nesses furos, o que permite preencher com calda parte das fissuras do maciço rochoso que intersejam os furos.

As cortinas de drenagem têm como principal função a redução da subpressão sob a barragem. A verificação da subpressão instalada na base da barragem realiza-se com o auxílio de piezómetros por vezes colocados a montante e a jusante da cortina de drenagem.

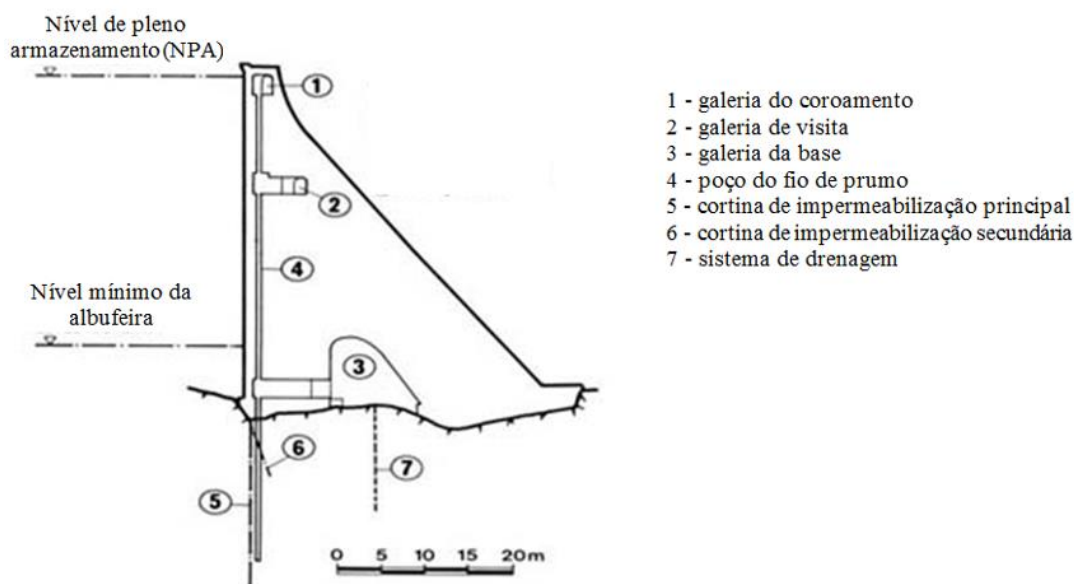


Figura 3.1 - Perfil de uma barragem gravidade, com indicação da localização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (adaptado de ICOLD 2019).

3.1 Maciços rochosos

Em Geotecnia, o estudo das rochas (realizado no âmbito da Geologia) dá lugar ao estudo dos maciços rochosos. Com efeito a Mecânica das Rochas, disciplina da Geotecnia, tem como finalidade conhecer e prever o comportamento dos maciços rochosos face à atuação das solicitações (internas e externas) que sobre eles se exercem (Costa, 2007).

Um maciço rochoso, do ponto de vista do seu aproveitamento em engenharia, é um conjunto de blocos de rocha, justapostos e articulados. Os maciços rochosos de fundação apresentam-se naturalmente alterados e compartimentados por superfícies de descontinuidade, em geral em maior grau à superfície do que em profundidade. A sua complexidade resulta da evolução geológica a que foram submetidos, sendo estruturas descontínuas, heterogéneas e anisotrópicas. É a escala da porção do maciço analisado, em relação à obra considerada, que define a validade de se admitir o meio como homogéneo ou heterogéneo, isotrópico ou anisotrópico, contínuo ou descontínuo.

Um mesmo maciço rochoso pode reagir de maneira diferenciada, conforme as solicitações que lhe são impostas. Estas, por sua vez, dependem do tipo, das dimensões e das particularidades da obra. Assim, para a previsão do comportamento do maciço as suas características devem ser avaliadas em função da obra a ser implantada (Oliveira & Brito, 1998).

Como as características do maciço diferem de local para local, em função da história geológica da região considerada, é necessário evidenciar os atributos do meio rochoso que, isolada ou conjuntamente, condicionam o seu comportamento face às solicitações impostas pela obra em questão.

Um maciço rochoso pode ser concebido como uma entidade constituída por duas parcelas:

- um meio sólido – o “material-rocha” ou a “matriz rochosa”;
- as descontinuidades que o compartimentam.

As descontinuidades funcionam, portanto, como superfícies de fraqueza que separam blocos de “rocha intacta” e que controlam os processos de deformação e rotura dos maciços rochosos a cotas superficiais, que são as que interessam à grande maioria das obras de engenharia (Costa, 2007).

Algumas das características de qualidade dos maciços rochosos podem ser descritas de forma simples através de classificações baseadas em métodos expeditos de observação. Um dos parâmetros mais importantes de descrever, mas também dos mais fáceis, é o estado de alteração de um maciço rochoso. O número de graus de alteração considerado varia consoante as diferentes literaturas consultadas, mas na maioria dos casos consideram-se cinco graus de acordo com a classificação elaborada pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1981), que se apresenta na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Estado de alteração do maciço (adaptado de ISRM, 1981).

Símbolo	Designação	Características
W ₁	Sã	A rocha não apresenta quaisquer sinais de alteração
W ₂	Pouco alterada	Sinais de alteração apenas nos planos e bordos das descontinuidades
W ₃	Medianamente alterada	Alteração visível em todo o maciço rochoso (mudança de cor) mas a rocha não é friável (não se desagrega em contacto com a água)
W ₄	Muito alterada	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W ₅	Decompоста	O maciço apresenta-se completamente friável (comportamento de solo)

Outro parâmetro de simples observação, que pode ser usado para a classificação expedita dos maciços rochosos, é o grau de fraturação (espaçamento entre fraturas), que pode ser definido através da contagem do espaçamento entre as descontinuidades, como indicado na Tabela 3.2 (ISRM, 1981).

Tabela 3.2 - Estado de fraturação do maciço (adaptado de ISRM, 1981)

Classe	Designação (Afastamento das fraturas)	Designação (Fracturação do maciço)	Afastamento (cm)
F ₁	Muito afastadas	Muito pouco fraturado	>200
F ₂	Afastadas	Pouco fraturado	60 a 200
F ₃	Mediamente afastadas	Mediamente fraturado	20 a 60
F ₄	Próximas	Muito fraturado	6 a 20
F ₅	Muito próximas	Fragmentado	<6

3.1.1 Descontinuidades dos maciços rochosos

Como já se referiu, os maciços rochosos não se apresentam como meios contínuos mas sim compartimentados. Assim, o comportamento do maciço é controlado por estas superfícies de compartimentação que se designam por descontinuidades. Esta entidade geológica, que por definição é qualquer elemento que interrompa a continuidade física de uma dada formação rochosa, pode assumir vários tipos de acordo com o seu modo de formação. Falhas, superfícies de estratificação, diaclases e foliação são alguns dos principais tipos de descontinuidades (ISRM, 1978; Oliveira & Brito, 1998).

Falha é uma fratura onde existe um deslocamento significativo ao longo da superfície de separação das partes que se designa vulgarmente por plano de falha. As superfícies dos blocos que delimitam a falha designam-se por paredes de falha e o espaço compreendido entre elas designa-se por caixa de falha. As falhas ocorrem em conjuntos de descontinuidades praticamente paralelas formando famílias; contudo, por vezes, podem apresentar-se como unidades singulares. É de salientar que as paredes das falhas são rugosas, mas estão muitas vezes polidas devido aos deslocamentos de corte.

Superfícies de estratificação são descontinuidades paralelas à superfície de deposição dos sedimentos, delimitando os estratos nas rochas sedimentares. No entanto, as superfícies de estratificação podem, na configuração atual, não se apresentar na horizontal tal como ocorre no processo de formação. Devido a fenômenos naturais, como a tectônica de placas, as mesmas podem adquirir outra orientação, sendo que quanto mais vertical for essa orientação, maior será o potencial de risco de deslizamento aquando de uma escavação. Esta situação deve ser considerada durante a preparação da fundação de uma barragem.

Diaclases são descontinuidades que separam os maciços em blocos de menor dimensão. Geralmente, estas apresentam uma extensão reduzida visto que se formam entre superfícies primárias tais como superfícies de estratificação, de clivagem e de xistosidade. Este tipo de descontinuidades pode resultar de esforços de tração, compressão ou esforços de corte atuantes no maciço aquando da sua formação. Um conjunto de diaclases sensivelmente paralelas numa dada região agrupa-se numa família de diaclases; o conjunto de duas ou mais famílias de diaclases numa região designa-se por sistema de diaclases. Duas famílias de diaclases com orientações aproximadamente normais entre si designam-se por ortogonais. É de referir que na natureza é costume encontrar maciços com três sistemas de diaclases ortogonais entre si.

Foliação surge por enfraquecimento das ligações químicas entre superfícies, essencialmente lamelares, associadas à constituição de certos tipos de rochas como o caso do xisto (xistosidade). A xistosidade é uma característica que decorre da ação dos agentes de metamorfismo (temperatura e pressão) em rochas pré-existentes. Os minerais presentes nas rochas orientam-se segundo uma determinada direção de modo a originar superfícies de fraqueza sensivelmente paralelas entre si (Moreira, 2015).

A descrição da qualidade de um maciço rochoso inclui a análise das características das descontinuidades que se verificam nesse local. São definidos dois tipos de características das descontinuidades: i) as características que definem a forma e grandeza dos blocos (persistência, espaçamento e orientação); e ii) as características que definem a resistência ao deslizamento de blocos (abertura, preenchimento e rugosidade).

Apresenta-se de seguida uma breve descrição destas características:

- A persistência ou continuidade define-se como a extensão em área de uma descontinuidade. É um dos parâmetros que maior influência tem no comportamento dos maciços rochosos, mas também é um dos mais difíceis de determinar, dada a exiguidade de acessos à medição de tais áreas.
- O espaçamento é a distância (medida na perpendicular) entre descontinuidades adjacentes de uma mesma família. O espaçamento pode ser medido ao longo de uma linha de observação na face de um talude, na parede de um túnel ou numa sondagem.
- A orientação define o plano da descontinuidade no espaço através de dois parâmetros: i) direção e ii) inclinação. A direção é o ângulo que as linhas de nível da superfície fazem com a direção norte-sul, medido no sentido dos ponteiros do relógio. A inclinação é o ângulo que a linha de maior declive faz com o plano horizontal.
- A abertura define-se como sendo a distância que separa as paredes das descontinuidades. Na natureza as aberturas das descontinuidades variam muito ao longo da sua extensão, o que dificulta a sua medida.
- O preenchimento é o material que eventualmente poderá preencher o espaço entre paredes, sendo em regra um material com piores propriedades mecânicas do que o material rocha onde se encontra. O material de preenchimento pode vir do exterior, transportado pela água ou pelo vento, ou pode ter origem no desgaste e deterioração dos bordos da descontinuidade.
- A rugosidade é um fator muito importante no que diz respeito à resistência ao deslizamento. Quanto mais fechada e sem movimentos prévios se apresentar a descontinuidade, maior será a sua resistência ao deslizamento, uma vez que maior será o imbricamento das suas paredes. A rugosidade é uma propriedade altamente anisotrópica pois pode variar consoante a direção em que se verifica o deslocamento. Assim, torna-se imperativo prever a direção em que se irá dar o movimento para poder caracterizar da forma mais realista possível a resistência ao deslizamento.

3.1.2 Deformabilidade dos maciços rochosos

Deformabilidade significa a capacidade que o maciço apresenta para suportar esforços sob cargas aplicadas ou em resposta a uma descarga (por exemplo numa escavação). O estudo da deformabilidade dos maciços rochosos foi imposto sobretudo pelo projeto das grandes barragens de betão, atendendo à influência da deformabilidade no comportamento dessas estruturas. Quando se pretende avaliar a influência da deformabilidade no estado de tensão e nos deslocamentos de barragens, pode recorrer-se a métodos analíticos. No entanto, mesmo os métodos mais evoluídos podem não conduzir a resultados com precisão satisfatória (Rocha, 1981).

Com o decorrer dos anos foi-se tornando cada vez mais importante a modelação física e numérica das barragens, tendo esta sofrido constantes evoluções fruto da sua crescente aplicação. Para se fazer uma análise por modelos analíticos, físicos ou numéricos é necessário a obtenção de parâmetros que caracterizem a deformabilidade.

Nos primeiros estudos de caracterização da deformabilidade dos maciços rochosos, a obtenção de valores corretos para o módulo de deformabilidade da fundação constituía um desafio com grandes dificuldades. Contudo, o reconhecimento de que os valores obtidos em ensaios de laboratório de amostras de rocha não podiam ser considerados representativos da deformabilidade da fundação, devido à influência das descontinuidades e da alteração da rocha, levou ao desenvolvimento de métodos de ensaio que envolvem grandes volumes de maciço rochoso, de modo a representar o seu comportamento global (Lemos & Lamas, 2013).

3.1.3 Resistência dos maciços rochosos

A caracterização da resistência dos maciços rochosos e a utilização dessa caracterização na análise de segurança das grandes barragens é um problema difícil de resolver. Para isso contribui o facto de existirem descontinuidades nos maciços, onde a resistência ao corte é muito baixa, mesmo quando a resistência da rocha é elevada. Esta anisotropia torna a análise do fenómeno de rotura muito complexo.

O estado de alteração da rocha junto das paredes das descontinuidades tem uma influência vital na resistência ao corte dos maciços rochosos, principalmente quando as descontinuidades se encontram fechadas. Pequenos deslizamentos podem colocar as descontinuidades numa posição relativa entre elas que origine áreas de contacto muito pequenas entre as rugosidades, levando a que

localmente seja excedida a resistência à compressão da rocha e ocorrendo esmagamentos pontuais que alteram a rugosidade da descontinuidade.

Torna-se imprescindível determinar a resistência à compressão das camadas relativamente finas de rocha alterada que existe nas paredes das descontinuidades. Para tal, utilizam-se muitas vezes testes e ensaios que permitem fazer essa determinação por via indireta.

Um destes ensaios, de muito fácil execução, é o ensaio com o martelo de Schmidt. Este ensaio consiste em “disparar” uma massa normalizada contra o material a ensaiar, sendo depois lido, numa escala do aparelho, o valor do recuo daquela massa. Esse valor é função da energia absorvida na deformação plástica e de rotura da rocha no local do impacto, a qual se relaciona com a dureza da superfície que recebe o impacto (Moreira, 2015).

3.2 Modelação numérica

Existem dois modos diferentes de representar numericamente as estruturas e o comportamento mecânico dos maciços de fundação das barragens: com modelos contínuos equivalentes ou com modelos descontínuos. A escolha entre modelos contínuos ou descontínuos depende de fatores muito específicos do caso de estudo, mas o principal fator a ter em conta é a dimensão e espaçamento das descontinuidades, em comparação com a dimensão da obra (Farinha, 2010).

As paredes das descontinuidades são superfícies não planas e rugosas, mas as descontinuidades são usualmente representadas nos modelos numéricos como superfícies planas. É de referir que na análise da estabilidade ao deslizamento este modo simplificado de reprodução das descontinuidades está do lado da segurança (Farinha, 2010).

A análise mecânica foi realizada com base no programa de elementos finitos Parmac3D-FFlow (Azevedo & N. Câmara, 2015; Azevedo, Castilho, Leitão, & Farinha, 2019) que adota um método de solução explícita baseada no método das diferenças centrais e algoritmos de relaxação dinâmica de modo a se obter a convergência para a solução estática. O módulo computacional permite a adoção de: i) elementos hexaédricos de 8 a 27 nós e elementos tetraédricos; ii) elementos de junta de 3, 4 e 8 nós e iii) elementos de barra ou elementos planos de 3, 4 e 8 nós para simular armaduras de aço distribuídas num dado plano.

3.2.1 Modelos de comportamento mecânico das discontinuidades

O modelo mais simples de comportamento das superfícies de discontinuidade dos maciços rochosos é o modelo elástico não linear representado de forma esquemática na Figura 3.2.

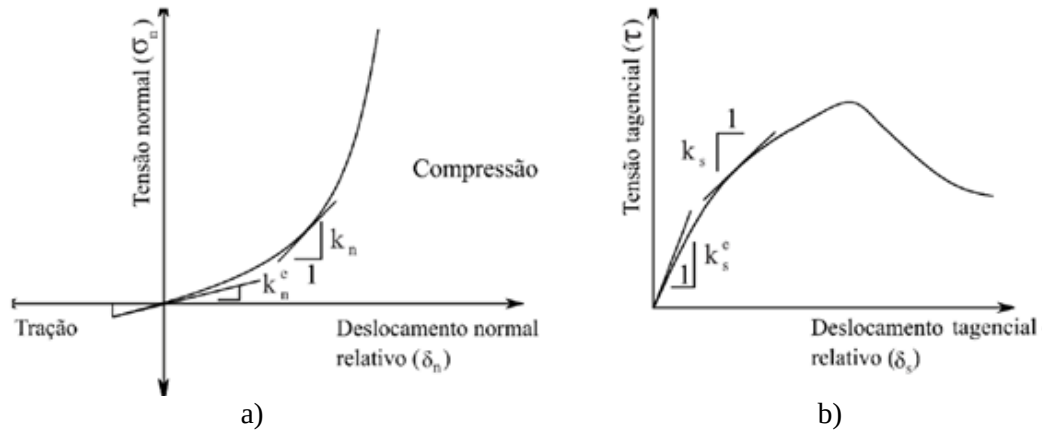


Figura 3.2 - Relações entre tensões e deslocamentos relativos: variação do deslocamento relativo normal com a tensão de compressão (a) e variação do deslizamento com a tensão tangencial (b) (adaptado de Pande, Beer & Williams, 1990)

A aplicação de uma tensão de compressão (σ_n) numa discontinuidade do maciço provoca um movimento de fecho (δ_n) que segue o andamento da curva representada na Figura 3.2 a). A inclinação da curva define o valor da rigidez normal (k_n) da discontinuidade, que para um determinado valor da tensão normal (σ_n), é dada por:

$$k_n = \frac{\Delta \sigma_n}{\Delta \delta_n} \quad (3.1)$$

em que Δ representa um incremento.

Verifica-se que k_n tem um valor reduzido quando σ_n é diminuta, mas aumenta rapidamente à medida que a discontinuidade fecha. Existe um valor máximo de fecho da discontinuidade e σ_n tende para infinito quando este limite é aproximado. É usual admitir que as discontinuidades não resistem à tração, logo $k_n = 0$ se σ_n for de tração.

Se for aplicada uma tensão de corte na descontinuidade, verifica-se que ocorre um deslizamento relativo, como se indica na Figura 3.2 b). É assim possível definir uma rigidez de corte (k_t), dada por:

$$k_t = \frac{\Delta \tau}{\Delta \delta_t} \quad (3.2)$$

Observa-se que k_t não varia muito até ser obtido um valor de pico da tensão de corte.

É de referir que o comportamento de uma descontinuidade representado por este modelo não é acoplado: as tensões de corte não produzem qualquer movimento relativo na direção normal e as tensões normais não produzem qualquer movimento relativo na direção tangencial.

O critério de rotura que tem sido mais utilizado para representar o comportamento dos maciços rochosos é o modelo de Mohr-Coulomb, que se descreve de modo sucinto no subcapítulo 4.2. Este modelo, que se enquadra na classe dos modelos elasto-plásticos, tem em consideração o comportamento dilatante das superfícies de descontinuidade, isto é, um incremento no deslocamento normal durante o deslocamento tangencial relativo das paredes das descontinuidades.

Num ensaio de corte de uma descontinuidade sob compressão, observa-se enfraquecimento da coesão e do ângulo de atrito depois de ser atingida a tensão de corte máxima. Este comportamento de enfraquecimento também é representado no modelo de Mohr-Coulomb.

Têm sido desenvolvidos modelos mais complexos para descrever o comportamento das descontinuidades, como o que se apresenta neste trabalho no subcapítulo 4.3 e que foi considerado nas descontinuidades betão/betão e betão/maciço rochoso. Do ponto de vista prático, é de referir que muitas vezes é difícil dispor de valores adequados para os parâmetros necessários à aplicação destes modelos. Estes modelos constitutivos caracterizam, não só os critérios de abertura e de deslizamento das descontinuidades, mas também a evolução da dissipação de energia durante o processo de enfraquecimento da coesão e da resistência à tração e, em alguns casos, da degradação do ângulo de atrito até ao seu valor residual.

4 MODELOS CONSTITUTIVOS DE INTERFACE

4.1 Introdução

A análise da segurança ao deslizamento pela superfície de ligação da barragem ao maciço rochoso é frequentemente realizada adotando nessa interface de ligação um modelo simplificado de Mohr-Coulomb, considerando-se usualmente apenas o termo de atrito.

As superfícies de ligação betão/betão e betão/fundação apresentam coesão e resistência à tração, que vão diminuindo à medida que se dá o deslizamento ao longo destas superfícies. Desta forma, foi tido em consideração o enfraquecimento dos elementos de junta que simulam o comportamento destas descontinuidades, adotando neste trabalho o modelo de junta com enfraquecimento que a seguir se apresenta.

O conceito de enfraquecimento consiste na perda gradual de propriedades após o pico, nomeadamente coesão, resistência à tração e rigidez normal. O enfraquecimento resulta da propagação gradual de microfissuras previamente existentes no material, as quais vão crescendo até se transformarem em fissuras macroscópicas.

De modo a simular o comportamento dos elementos de junta e validar o programa computacional Parmac3D-FFlow usado neste trabalho, analisou-se um problema simples, onde é comparado o desempenho de dois modelos constitutivos: um modelo frágil e outro com enfraquecimento. Foram efetuados ensaios numéricos que simulam ensaios de tração, ensaios de corte puro e ensaios de corte sob compressão constante. Os modelos validados são os modelos adotados na simulação apresentada no capítulo 5. Apresenta-se de seguida uma breve descrição dos modelos constitutivos utilizados.

4.2 Modelo de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite

O critério de Mohr-Coulomb é utilizado na avaliação da resistência de rocha intacta podendo estender-se para a análise de descontinuidades e de segurança ao deslizamento. Para além da sua simplicidade, este modelo apresenta a vantagem de carecer de um número reduzido de parâmetros, que podem ser facilmente obtidos em ensaios experimentais, de modo a avaliar a resistência ao

corte, nomeadamente o valor da tensão limite de tração σ_t , da coesão c e do coeficiente de atrito μ (Figura 4.1).

De acordo com a teoria de Mohr-Coulomb, se a resultante das forças que atuam sobre um dado bloco num plano inclinado formar um ângulo com a normal ao plano inferior ao ângulo de atrito, o bloco permanece estático na superfície plana. Com base neste princípio, foi formulada uma equação para o cálculo da resistência ao corte de discontinuidades, dependendo esta resistência da fricção entre as superfícies e da coesão.

A tensão máxima de corte para um dado valor de tensão normal atuante é pois dada por:

$$\tau_{\max} = c - \sigma_n \mu = c - \sigma_n \tan \varphi \quad (4.1)$$

Assim, a resistência de corte do plano de deslizamento depende linearmente da tensão normal nesse plano. Neste modelo, a deformabilidade é caracterizada pela rigidez normal (k_n) e pela rigidez tangencial (k_t).

Nos elementos de junta representativos da rocha fraturada e na análise de segurança ao deslizamento é usual desprezar-se os valores de coesão e tração limite, admitindo-se de forma simplificada que estas discontinuidades apenas transmitem tensões sob compressão, sendo a tensão tangencial máxima proporcional ao valor da tensão normal atuante.

Neste modelo, após atingir a tensão de tração limite (Azevedo, 2003), passa-se a considerar apenas a transferência de tensões em corte puro sob compressão, deixando de existir coesão sobre as superfícies de discontinuidade (Figura 4.1). O mesmo ocorre quando o contacto é solicitado por uma força de corte superior à força máxima admissível.

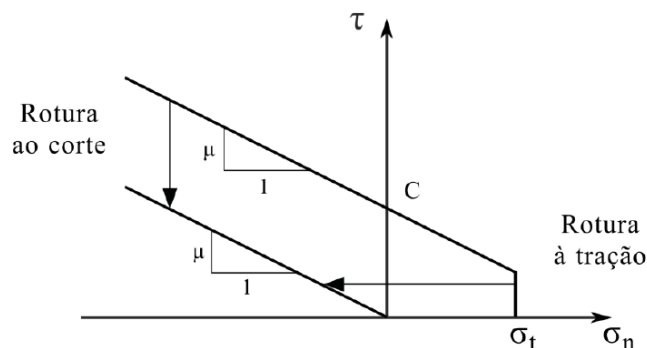


Figura 4.1 - Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com tensão limite de tração

4.3 Modelo com enfraquecimento bilinear

Este modelo constitutivo com enfraquecimento tem como objetivo melhorar a avaliação da segurança estrutural de barragens de betão para cenários de rotura envolvendo a fundação. O modelo considera enfraquecimento bilinear da resistência à tração e da resistência de corte (Figura 4.2) e tem sido aplicado em modelos de partículas (Azevedo, 2003 e Azevedo & Candeias, 2014). É de salientar que, um modelo similar com enfraquecimento linear foi proposto por Resende e Lemos (2006) para análise de segurança ao deslizamento de barragens gravidade e abóboda. Este modelo de enfraquecimento foi concebido de modo a ter em conta a degradação que ocorre nas juntas (betão/rocha e betão/betão) e nas superfícies de menor resistência existentes no maciço de fundação.

No modelo desenvolvido, a degradação das características do material é representada através de um parâmetro de dano (D) que assume valores sempre crescentes. Como representado na Figura 4.2, quando são atingidos os valores máximos de resistência (tração e coesão), a força de tração resistente máxima e/ou a coesão máxima são reduzidas com base no valor de dano, variando entre 0 (material intacto) e 1 (destruição do material, só funcionando em atrito puro).

O valor de dano é obtido pelo valor máximo de dano da componente normal de tração e da componente de corte, definidos com base no valor do deslocamento máximo atingido. O valor de dano de tração é definido com base no deslocamento máximo atingido pelo ponto local do contacto na direção normal, u_n e o valor de dano de coesão é definido com base no deslocamento máximo atingido na direção de corte, u_s .

As interfaces rocha/betão e betão/betão podem ser destruídas por esforços de tração, de corte ou compressão/corte. No modelo desenvolvido transpõe-se este raciocínio para o conceito de energia de fratura, convencionando-se que a energia que é necessário fornecer ao material para degradar as suas propriedades tanto pode resultar de esforços que provocam tensões de tração como de corte.

O modelo de enfraquecimento bilinear, representado na Figura 4.2, requer a definição das propriedades resistentes do contacto, nomeadamente a tensão última de tração (σ_t), a coesão máxima (c), o coeficiente de atrito (μ), e as energias de fratura de tração (G_I) e de corte (G_{II}). Note-se que a área sob cada um dos gráficos indicados nessa figura corresponde à energia de fratura do contacto na direção em análise (Rokugo, Iwasa, Suzuki, & Koyanagi, 1989).

A tangente do ângulo de atrito pode também variar entre um valor máximo com dano zero e um valor mínimo para o dano máximo (1.0).

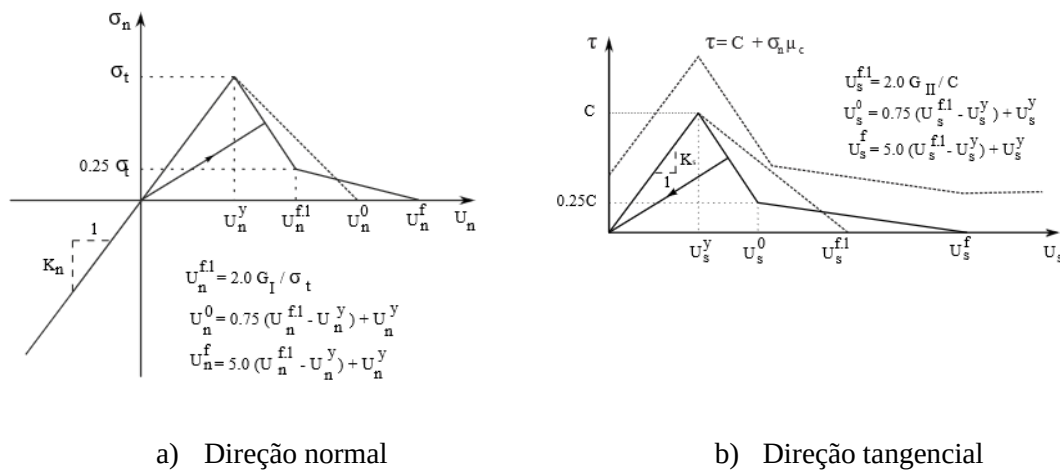


Figura 4.2 - Modelo de enfraquecimento unidirecional desacoplado em elemento finito de junta (adaptado de Azevedo, 2003)

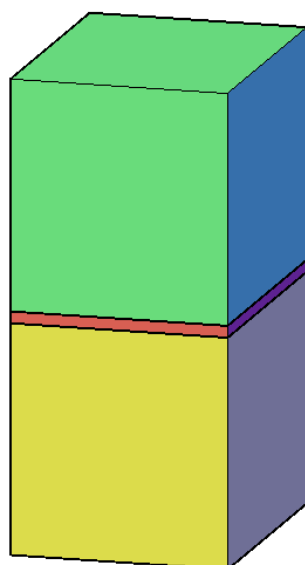
4.4 Simulação numérica de ensaios de corte, tração e compressão/corte

Como referido anteriormente, a degradação do material conduz à destruição do material por esforços atuantes na interface betão/betão e betão/rocha. De modo a comparar a influência dos esforços atuantes nas interfaces, procedeu-se à alteração do parâmetro de energia de fratura simulando numericamente três ensaios diferentes:

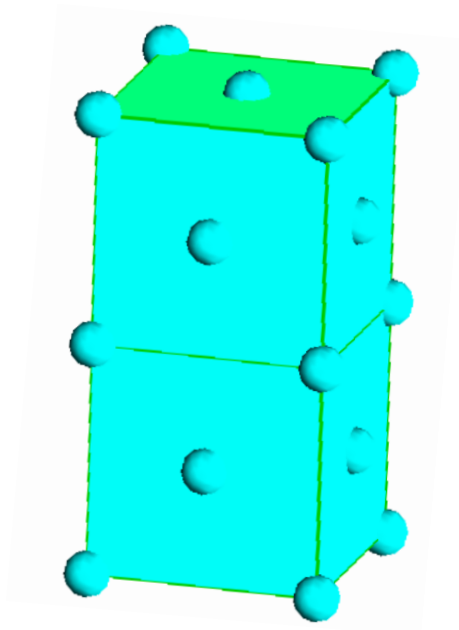
- i) Ensaio de corte;
- ii) Ensaio de tração;
- iii) Ensaio compressão/corte;

Na Figura 4.3 apresenta-se a geometria adotada para o modelo composto por 2 blocos cúbicos com 1 m de aresta sobrepostos, com um único elemento de junta. Este modelo foi utilizado nos ensaios numéricos de análise do comportamento das juntas com enfraquecimento.

Na Tabela 4.1 apresentam-se as propriedades mecânicas do material dos blocos, admitindo comportamento elástico linear.



a) Geometria



b) Modelo numérico: pontos nodais e faces dos blocos

Figura 4.3 – Geometria e modelo numérico

Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do material dos blocos

Material	Blocos
Módulo de Young E (GPa)	30,0
Coeficiente de Poisson ν	0,15
Peso específico do betão ρ_c (kN/m ³)	2500

É de salientar que em situações de rotura iminente, tanto em juntas betão/betão como em juntas rocha/betão, existe sempre uma tensão atuante dominante, isto é, ou a tração é dominante ou o corte é dominante.

4.4.1 Ensaio de corte

Para este ensaio aplicou-se um deslocamento horizontal a todos os pontos nodais do bloco superior, enquanto os pontos nodais do bloco inferior permanecem fixos, originando um deslocamento tangencial, na direção paralela ao elemento de junta.

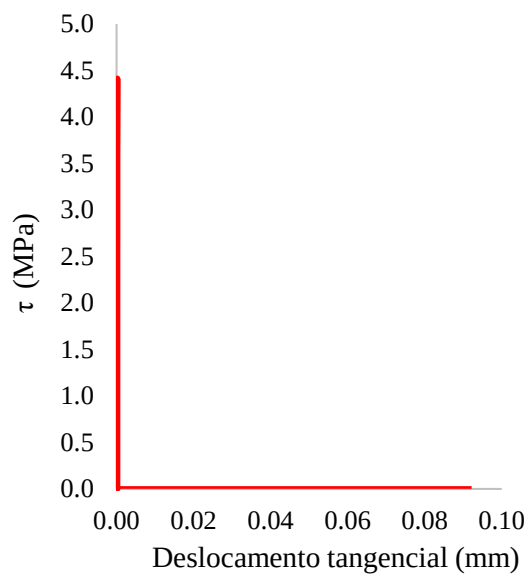
Na Tabela 4.2 indicam-se os parâmetros elásticos e resistentes adotados no ensaio de corte puro (Caballero, Willam & Carol, 2008).

Tabela 4.2 - Parâmetros elásticos e resistentes adotados no ensaio de corte puro

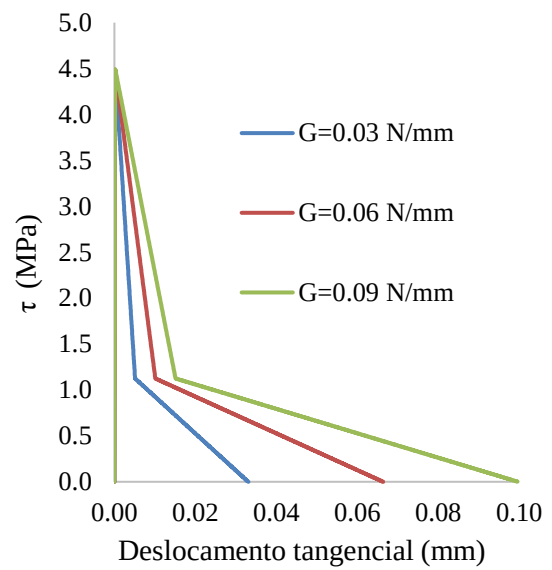
Parâmetros elásticos e resistentes	Valores adotados
Coeficiente de rigidez elástica (normal(kn) e tangencial(kt))	25000 MPa/mm
Tensão de tração limite (σ_t)	3 MPa
Coesão (c)	4,5 MPa
Coeficiente de atrito ($\tan \varphi_0$)	0,8785

Na Figura 4.4 apresentam-se os resultados para o modelo frágil e para o modelo de enfraquecimento bilinear para o ensaio de corte puro, fazendo variar a energia de fratura ao corte ($G_{II} = 0,03, 0,06$ e $0,09$ N/mm). No modelo frágil verifica-se que, após se atingir o valor máximo de coesão, a rotura é frágil e imediata (Figura 4.4 a)). É possível concluir que o modelo de enfraquecimento bilinear consegue atingir a tensão tangencial máxima para o ensaio de corte puro e verifica-se que quanto maior é a energia de fratura ao corte adotada, mais dúctil será a resposta do contacto (Figura 4.4 b)).

Na Figura 4.5 apresentam-se o modo de fratura e os resultados do modelo numérico obtidos no programa Parmac3D-FFlow para o ensaio de corte.

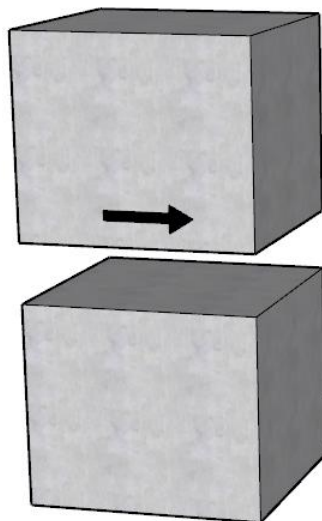


a) Modelo frágil

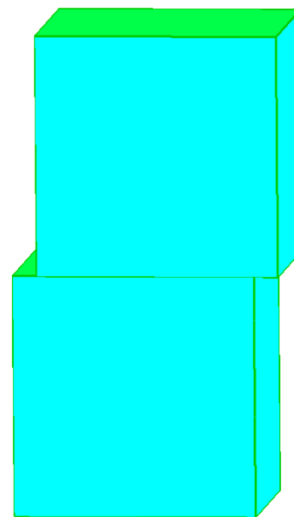


b) Modelo de enfraquecimento bilinear

Figura 4.4 – Resultados do modelo numérico no ensaio de corte (Parmac3D-FFlow)



a) Modo de fratura



b) Deslocamento ampliado (1000 vezes)

Figura 4.5 - Modo de fratura e deslocamento do ensaio de corte

4.4.2 Ensaio de tração

Para este ensaio aplicou-se um deslocamento vertical a todos os pontos nodais do bloco superior segundo o sentido de baixo para cima, enquanto os pontos nodais do bloco inferior permanecem fixos, originando um deslocamento normal relativo ao elemento de junta.

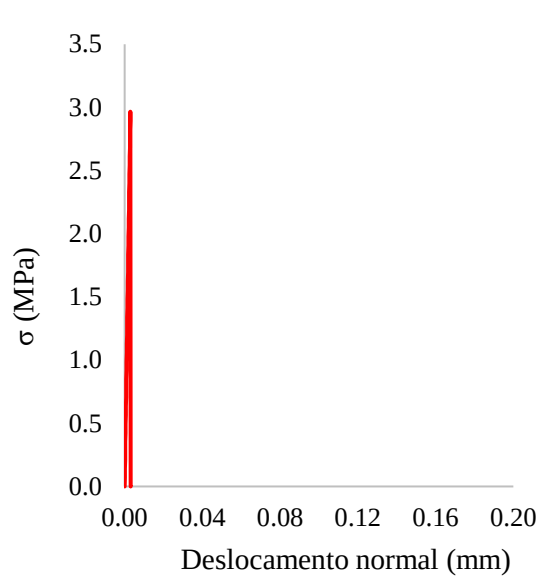
Na Tabela 4.3 indicam-se os parâmetros elásticos e resistentes adotados no ensaio de tração (Caballero et al. 2008).

Tabela 4.3 - Parâmetros elásticos e resistentes adotados no ensaio de tração

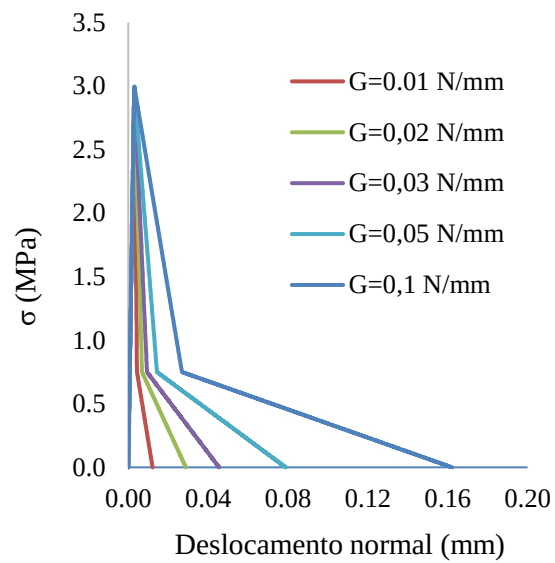
Parâmetros elásticos e resistentes	Valores adotados
Coeficiente de rigidez elástica (normal(kn) e tangencial(kt))	1000 MPa/mm
Tensão de tração limite (σ_t)	3 MPa
Coesão (c)	14 MPa

Na Figura 4.6 apresentam-se os resultados para o modelo frágil e para o modelo de enfraquecimento bilinear para o ensaio de tração, fazendo variar a energia de fratura em modo I ($G_I = 0,01, 0,02, 0,03, 0,05$ e $0,1$ N/mm. No modelo frágil (Figura 4.6 a)), após se atingir o valor de pico, a rotura é imediata. É possível concluir que o modelo de enfraquecimento bilinear (Figura 4.6 b)) permite atingir a tensão de tração máxima adotada e verifica-se que, quanto maior é a energia de fratura à tração adotada, mais dúctil é a resposta do contacto. Tal como o ensaio anterior, as curvas tensão/deslocamento apresentam um ramo descendente do tipo bilinear após ser atingido o nível de pico de tensão.

Na Figura 4.7 a) é possível visualizar o modo de fratura, onde as setas indicam a direção e o sentido da força aplicada no bloco. A Figura 4.7 b) apresenta o resultado do modelo numérico no programa Parmac3D-FFlow. Após atingir a tensão de tração limite, sucede-se a rotura da junta entre os blocos, originando uma fenda.

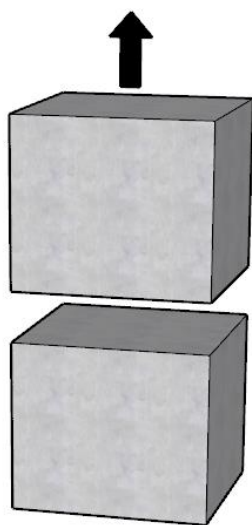


a) Modelo frágil

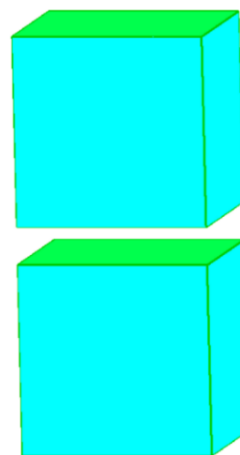


b) Modelo de enfraquecimento bilinear

Figura 4.6 - Resultados do modelo numérico no ensaio de tração (Parmac3D-FFlow)



a) Modo de fratura



b) Deslocamento ampliado (1000 vezes)

Figura 4.7 - Modo de fratura e deslocamento do ensaio de tração

4.4.3 Ensaio de compressão/corte

Neste ensaio aplicou-se inicialmente uma força vertical a todos os pontos nodais do bloco superior no sentido de cima para baixo, de modo a aplicar na junta um dado valor inicial de tensão normal de compressão. Após atingido o equilíbrio estático, impõe-se uma força na direção tangencial ao plano de contacto nos nós do bloco superior, originando um deslocamento tangencial. Simula-se assim um ensaio de corte sob compressão constante. Note-se que os pontos nodais do bloco inferior permanecem fixos enquanto os pontos nodais do bloco superior têm deslocamento livre na direção vertical e horizontal.

Nos ensaios numéricos de corte sob compressão constante adotaram-se os parâmetros elásticos e resistentes indicados na Tabela 4.4 (Caballero et al. 2008).

Tabela 4.4 - Parâmetros elásticos e resistentes adotados no ensaio de compressão/corte

Parâmetros elásticos e resistentes	Valores adotados
Coeficiente de rigidez elástica (normal(kn) e tangencial(kt))	25000 MPa/mm
Tensão limite de tração (σ_t)	3 MPa
Coesão (c)	4,5 MPa
Coeficiente de atrito ($\tan \varphi_0$)	0,8785
Coeficiente de atrito residual ($\tan \varphi_r$)	0,2
Energia de fratura em modo I (G_I)	0,03 N /mm
Energia de fratura em modo II (G_{II})	0,06 N /mm

É de salientar que a tensão de corte máxima depende da tensão normal e da coesão máxima, sendo obtida através da Equação 4.1. A partir desta equação e dos parâmetros elásticos resistentes acima referidos, obtêm-se as tensões de corte máximas para cada valor de tensão normal aplicada (ver Tabela 4.5).

Tabela 4.5 – Valores máximos de tensão de corte para as tensões normais aplicadas – cálculo analítico

σ_n (MPa)	-0,1	-2,0	-6,0	-10,0
$\tau_{,max}$ (MPa)	4,6	6,3	9,8	13,3

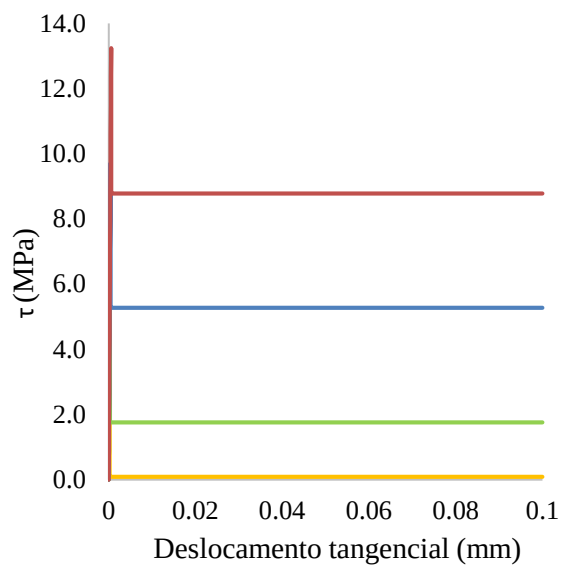
Na figura 4.8 apresentam-se os resultados numéricos obtidos com o modelo frágil de Mohr-Coulomb (Figura 4.8 a)), com o modelo de enfraquecimento bilinear para a hipótese de coeficiente de atrito constante (Figura 4.8 b)) e adotando a hipótese de uma redução do coeficiente atrito com a evolução do dano (Figura 4.8 c)). Nos ensaios numéricos efetuados adotaram-se diferentes valores de tensão normal de compressão para cada ensaio ($\sigma_n = -0,1$; $-2,0$; $-6,0$ e $-10,0$ MPa). Tal como nos ensaios anteriores, a relação tensão-deslocamento é elástica e linear até atingir o valor de tensão tangencial máxima estimada, assim como após se atingir o valor de pico de tensão, a curva tensão/deslocamento apresenta um ramo descendente do tipo bilinear. Conclui-se também que os modelos conseguiram atingir os valores de tensão de corte esperados.

Após a curva descendente bilinear, pode-se observar que a curva converge para um valor de tensão de corte constante. A partir da tensão normal adotada e do valor do parâmetro de ângulo de atrito e do ângulo de atrito residual estabelecido, pois $\tau_{s,res} = \sigma_n \tan \varphi$, obtêm-se os valores de tensão de corte residual apresentados na Tabela 4.6.

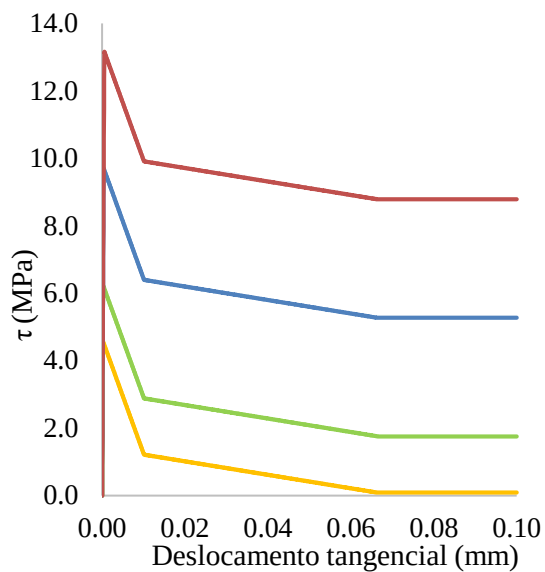
Tabela 4.6 – Valores de tensão de corte residual esperados para as tensões normais aplicadas

σ_n (MPa)	-0,1	-2,0	-6,0	-10,0
$\tau_{s,res} (\varphi_r)$ (MPa)	0,02	0,40	1,20	2,00
$\tau_{s,res} (\varphi_0)$ (MPa)	0,09	1,78	5,27	8,79

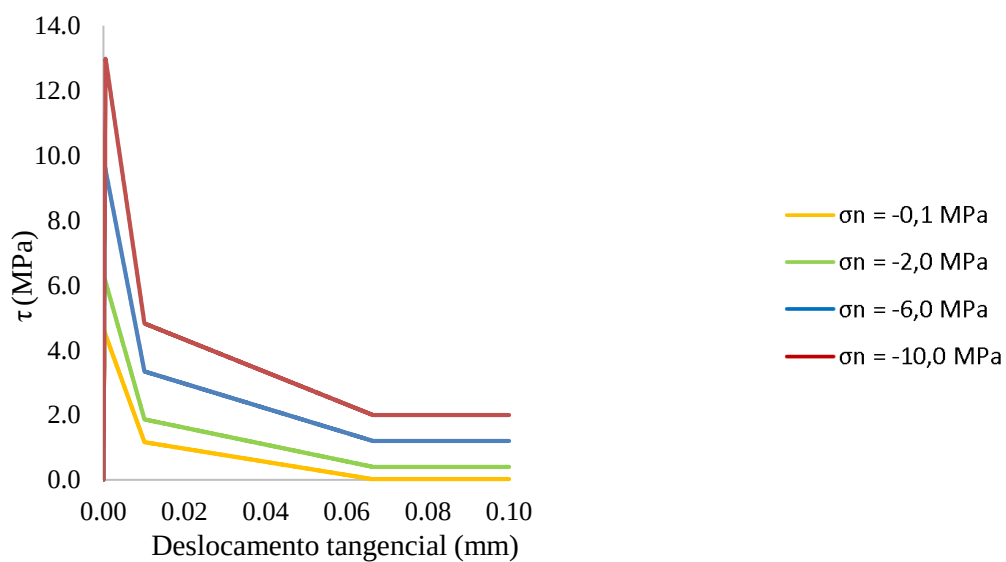
O modelo frágil (Figura 4.8 a)) e o modelo de enfraquecimento bilinear com coeficiente de atrito constante (Figura 4.8 b)) apresentam a mesma tensão de corte residual, pois considerou-se em ambos um ângulo de atrito constante. Tal como nos outros ensaios, o modelo frágil atinge a rotura logo após o valor de pico.



a) Modelo frágil



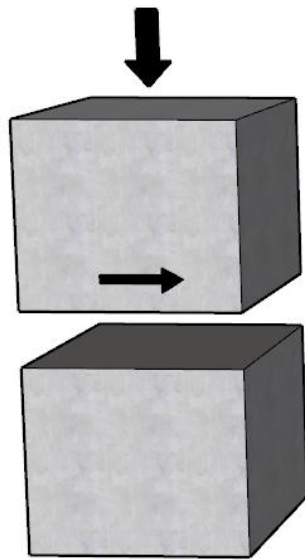
b) Modelo de enfraquecimento linear com coeficiente de atrito constante



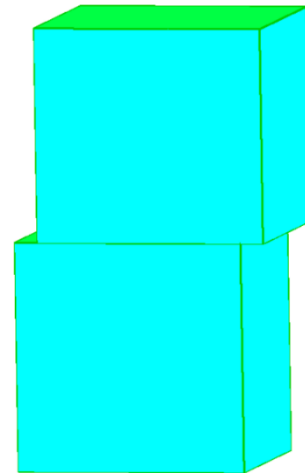
c) Modelo de enfraquecimento bilinear com redução do coeficiente de atrito

Figura 4.8 - Resultados do modelo numérico no ensaio de corte sob compressão constante (Parmac3D-FFlow)

Na Figura 4.9 apresentam-se o modo de fratura e o resultado do modelo numérico obtido no programa Parmac3D-FFlow para o ensaio de compressão/corte. O bloco superior deslizou para a direita devido à força aplicada horizontal com sentido da esquerda para a direita e os dois blocos sofreram deformações por efeito de Poisson devidas à força de compressão vertical.



a) Modo de fratura



b) Deslocamento ampliado (1000 vezes)

Figura 4.9 - Modo de fratura e deslocamento do ensaio de corte sob compressão constante

5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM ARCO-GRAVIDADE PARA O CENÁRIO DE ROTURA POR DESLIZAMENTO

5.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os resultados da análise do comportamento mecânico de uma barragem gravidade, para o cenário de deslizamento pela superfície de ligação betão/rocha. A análise de segurança foi feita de duas maneiras: i) usando o método de redução das resistências, e ii) usando o método de majoração da parcela hidrostática no paramento de montante. Neste último caso são usados os modelos constitutivos de interface (modelos de fenda discreta) apresentados no capítulo anterior.

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos tridimensional descontínuo, em que se consideram eventuais efeitos não lineares que possam ocorrer ao nível das interfaces que existem neste tipo de obras, nomeadamente juntas de contração, superfície de inserção betão/rocha e elementos interiores de betão.

A análise em que se admitiu a majoração da parcela de forças associada à pressão hidrostática no paramento de montante foi realizada de duas formas alternativas: majorando o impulso hidrostático ou considerando uma subida da cota da água.

Em algumas análises numéricas realizadas admitindo comportamento elástico do betão, obtiveram-se tensões de tração no betão superiores ao valor admissível. Assim, foram posteriormente efetuados cálculos admitindo-se comportamento não-linear do betão do corpo de barragem. Para isso, consideraram-se elementos de interface betão/betão entre todos os blocos do corpo da barragem (modelo de fenda discreta).

5.2 Caso de estudo - Barragem de Ribeiradio

No estudo que se apresenta utilizou-se como referência a geometria da barragem de Ribeiradio e desenvolveu-se um modelo simplificado tridimensional da barragem e da sua fundação. A barragem de Ribeiradio é do tipo arco-gravidade, de betão vibrado, com uma ligeira curvatura em planta, e

está fundada num maciço constituído essencialmente por granito. A obra tem uma altura máxima acima da fundação de 83,0 m, medida entre a cota do coroamento, 112,0 m, e a cota mínima de inserção, 29,0 m. O coroamento tem 9,0 m de espessura, eixo em arco de círculo com 240,0 m de raio e um desenvolvimento de cerca de 264,0 m (COBA, 2014).

A estrutura é constituída por 17 blocos, separados por 16 juntas de contração definidas por planos verticais perpendiculares à superfície de referência da barragem. A secção transversal é definida por um triângulo, com o vértice localizado 4,5 m a montante do eixo à cota do coroamento e com paramentos inclinados a montante 0,05h:1v e a jusante 0,7h:1v, ao qual se sobrepõe um retângulo com 9,0 m de largura para materializar o coroamento. O descarregador de cheias, com três vãos de 13,0 m de largura e 13,0 m de altura, localiza-se na zona central da barragem e está equipado com comportas de segmento. A crista da soleira do descarregador de cheias situa-se à cota 99,0 m. O nível de pleno armazenamento (NPA) e o nível máximo de cheia (NMC) situam-se à cota 110,0 m.

Na Figura 5.1 apresenta-se o perfil transversal da consola central e na Figura 5.2 a planta e a vista desenvolvida do alçado de jusante. A barragem dispõe de quatro galerias de visita horizontais, sendo duas à cota 106,0 m, cuja continuidade é interrompida pela inserção do descarregador de superfície, uma à cota 85,0 m e outra à cota 64,0 m. Dispõe também de uma galeria geral de drenagem (GGD), que a montante acompanha o contacto da barragem com a fundação e que tem o piso na zona do fundo do vale à cota 37,0 m. A obra dispõe ainda de uma galeria de drenagem de jusante (GJD), com o piso à cota 32,0 m, que se desenvolve nos blocos onde se insere o descarregador de superfície e que comunica com a GGD através de galerias radiais (Oliveira, Silvestre & Câmara, 2014).

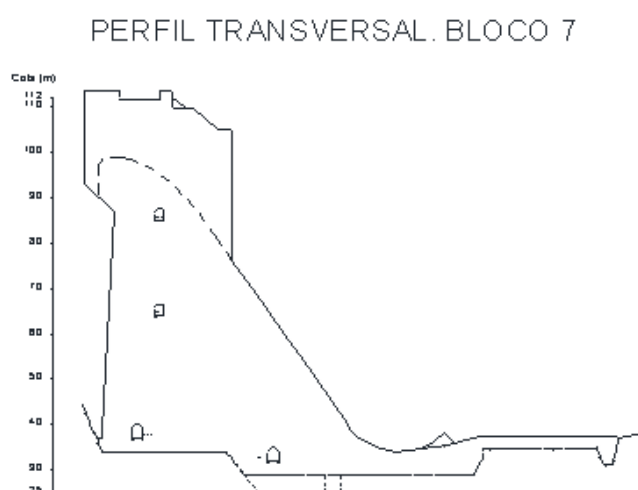


Figura 5.1 - Barragem de Ribeiradio. Corte pela consola central

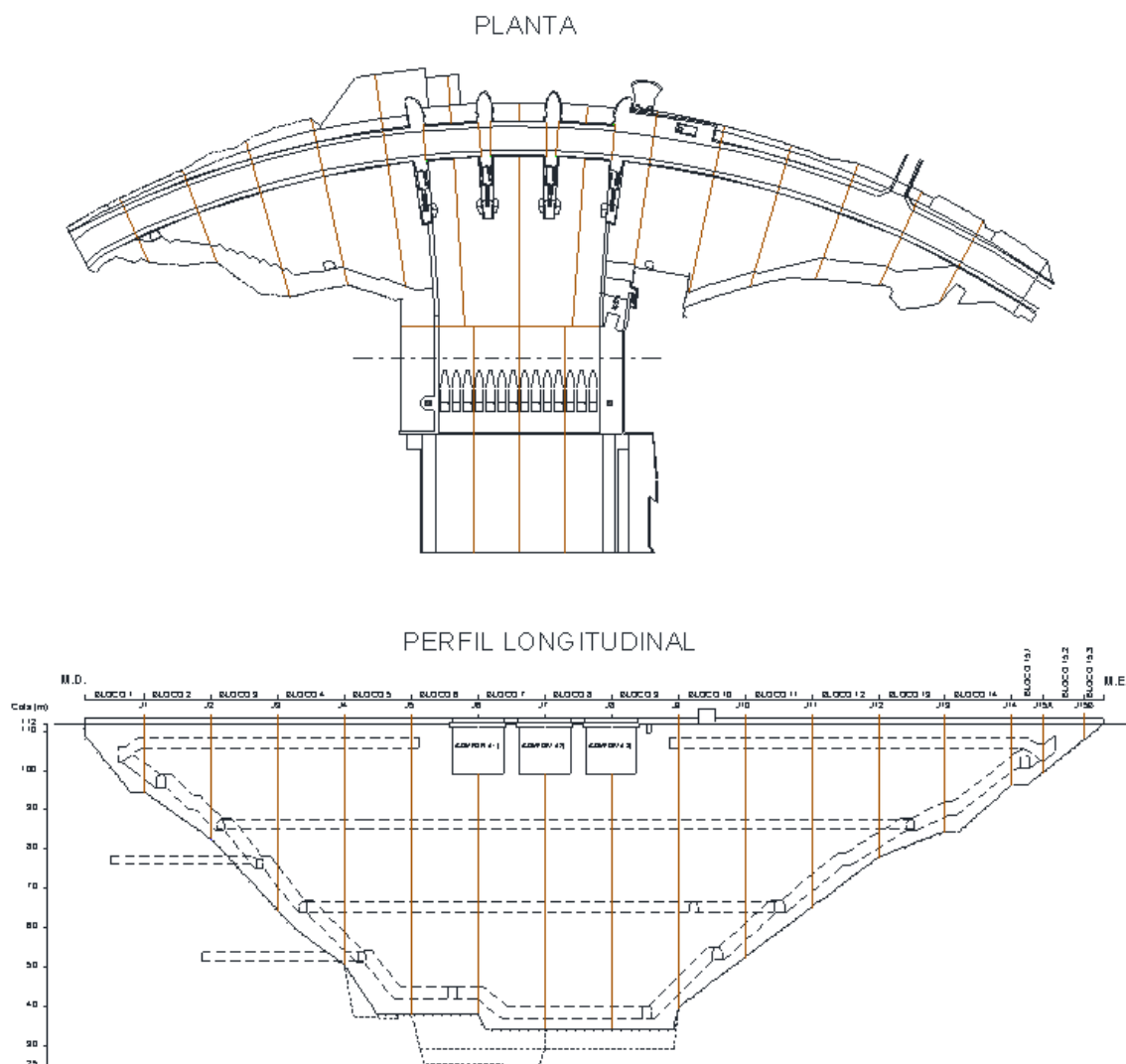


Figura 5.2 - Barragem de Ribeiradio. Planta e vista desenvolvida do alçado de jusante

5.3 Descrição do modelo numérico da barragem de Ribeiradio

5.3.1 Geometria

Na Figura 5.3 apresenta-se o modelo base e a respetiva discretização do modelo numérico tridimensional. A malha de elementos finitos da barragem de Ribeiradio foi desenvolvida pelo investigador do LNEC Sérgio Oliveira (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014), tendo a malha da fundação sido gerada a partir da superfície de inserção da barragem. O modelo é composto por 15 blocos, separados por 14 juntas de contração. Devido às reduzidas dimensões dos blocos 15.1, 15.2

e 15.3, simplificou-se o modelo considerando estes blocos como um único, deixando por sua vez de se considerar as juntas de contração J15A e J15B representadas na Figura 5.2.

O modelo base é constituído por 2703 blocos, dos quais 1119 são blocos da barragem (Figura 5.3 a)) com 10872 pontos nodais, e 1584 são do maciço rochoso de fundação (Figura 5.3 b)) com 10729 pontos nodais. O modelo é constituído por 575 elementos de interface betão/betão representando as juntas de contração, 115 elementos de interface fundação/fundação e 92 elementos de interface betão/fundação representando a ligação betão/rocha.

No estudo feito com majoração da carga hidráulica adotou-se ainda um modelo numérico com 2365 elementos de interface na barragem (Figura 5.4), considerando que cada elemento de volume de betão interage com os elementos adjacentes através de um modelo de interface com junta discreta (Azevedo & Candeias, 2014).

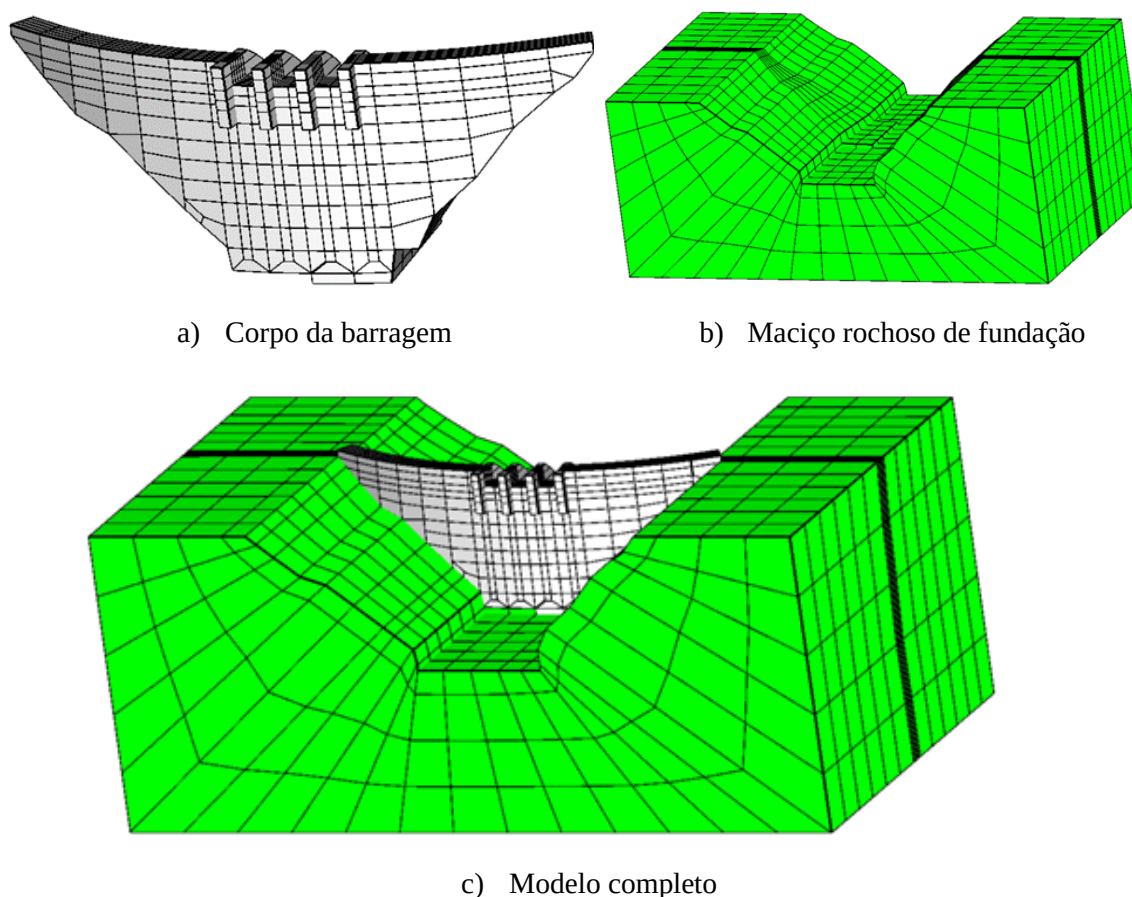


Figura 5.3 – Modelo numérico tridimensional da barragem de Ribeirão.

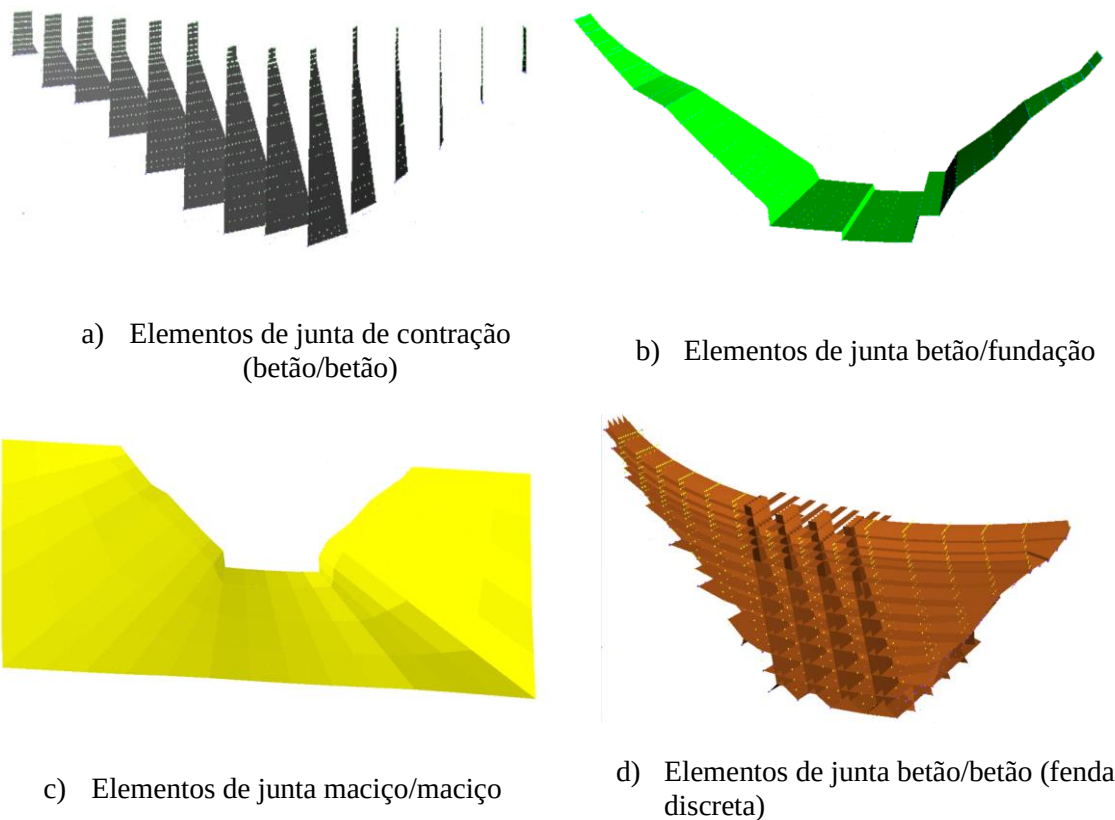


Figura 5.4 – Elementos de junta utilizados na análise de estabilidade.

5.3.2 Condições de fronteira

Relativamente às condições de fronteira mecânicas, considerou-se a base do modelo fixa e foram impedidos os deslocamentos normais nas fronteiras laterais.

5.3.3 Propriedades dos materiais

Admite-se que o betão da barragem e os blocos do maciço rochoso de fundação têm as propriedades elásticas indicadas na Tabela 5.1. Estas propriedades foram apresentadas por Dong, Wu & Zhou (2016), sendo uma das poucas referências disponíveis na literatura em que se procurou definir experimentalmente as propriedades resistentes da interface betão/rocha, incluindo o valor da energia de fratura em modo I. Na Tabela 5.2 apresentam-se os valores dos parâmetros do modelo de enfraquecimento. De referir que os parâmetros resistentes apresentados foram adaptados dos valores apresentados em Dong et al. (2016).

Tabela 5.1 - Propriedades do betão da barragem e dos blocos do maciço rochoso (valores apresentados em Dong et al. 2016)

Material	Módulo de Young E [GPa]	Coefficiente de Poison ν	Peso específico γ_c [kN/m³]
Betão da barragem	30,3	0,24	24
Blocos do maciço rochoso	64,4	0,20	27

Tabela 5.2 - Propriedades resistentes do betão e da rocha (valores apresentados em Dong et al. 2016)

Descontinuidade	Betão	Rocha	Betão/rocha
Tensão característica resistente de compressão (f_c)	36,1 MPa	119,2 MPa	-
Tensão característica resistente de tração (f_t)	2,9 MPa	8,7 MPa	0,5 MPa
Energia de fratura em modo I (G_I)	87 N /mm	119,7 N /mm	19,5 N /mm

Nas juntas betão/betão considera-se a rigidez normal (k_n) igual a 60,6 GPa/m e a rigidez tangencial (k_t) igual a 24,24 GPa/m. Na ligação barragem-fundação e nas descontinuidades do maciço considera-se $k_n = 128,8$ GPa/m e $k_t = 51,52$ GPa/m. Os valores que se apresentam são valores usuais neste tipo de obra, representativos da deformabilidade destas zonas (Dong et al., 2016).

5.3.4 Ações consideradas na análise numérica

Na análise do comportamento mecânico da barragem foram consideradas três hipóteses de carga usualmente adotadas na análise de estruturas deste tipo. Assim, considera-se a aplicação do peso próprio da barragem, com base num modelo de consolas independentes, em seguida aplica-se a pressão da água no paramento de montante, e, por fim, aplica-se na interface betão/rocha a distribuição de subpressões definida de forma analítica.

Como referido anteriormente, não foram tidas em consideração interações hidromecânicas, sendo considerado apenas o comportamento mecânico da barragem. As subpressões foram calculadas manualmente através de uma proporção linear e posteriormente aplicadas em cada ponto de integração dos elementos de junta da interface betão/fundação.

Na Figura 5.5 apresenta-se a base da barragem e a sua discretização. A espessura ao longo da base da barragem, na interface betão/fundação, foi discretizada através da divisão por 5 blocos, como se mostra na figura.

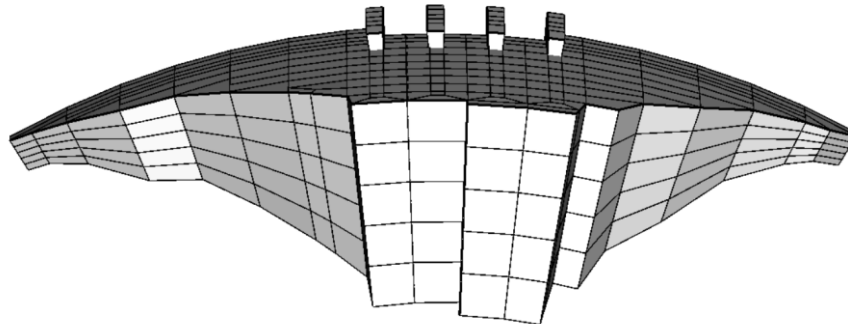


Figura 5.5 - Vista da base da barragem no modelo de elementos finitos

Na Figura 5.6 apresentam-se apenas os blocos 1, 2 e 3 e indicam-se os pontos onde foram aplicadas as forças devidas à subpressão. A interface betão/rocha é discretizada por elementos de junta quadrangulares, tendo cada um 9 pontos de integração coincidentes com os pontos nodais - integração de Lobatto (Hohberg, 1992) . Paralelamente ao eixo do vale foram considerados 47 alinhamentos, sendo que, cada alinhamento intersecta 11 pontos nodais, de modo a obter-se posteriormente o diagrama de subpressões na base da barragem.

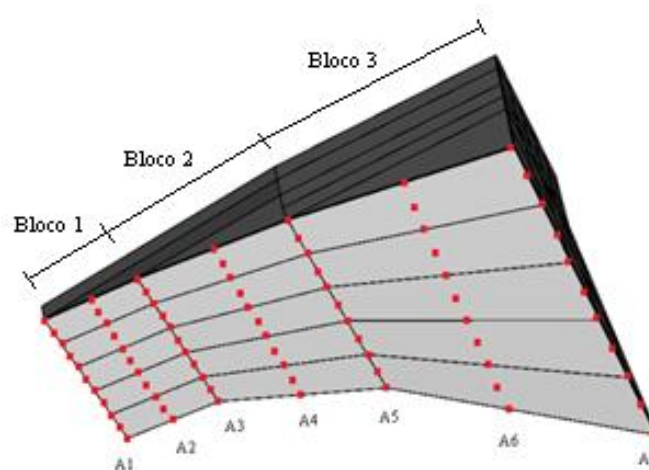


Figura 5.6 – Pontos de aplicação das forças equivalentes à subpressão na base dos blocos 1, 2 e 3

Na Figura 5.7 apresenta-se um exemplo da distribuição das subpressões para um alinhamento e respectivos pontos de integração. De modo a aplicar a pressão nos pontos de integração, fez-se uma proporção linear ao longo dos alinhamentos, dado que a pressão hidrostática no paramento montante varia linearmente com a profundidade, tal como as subpressões na base da barragem.

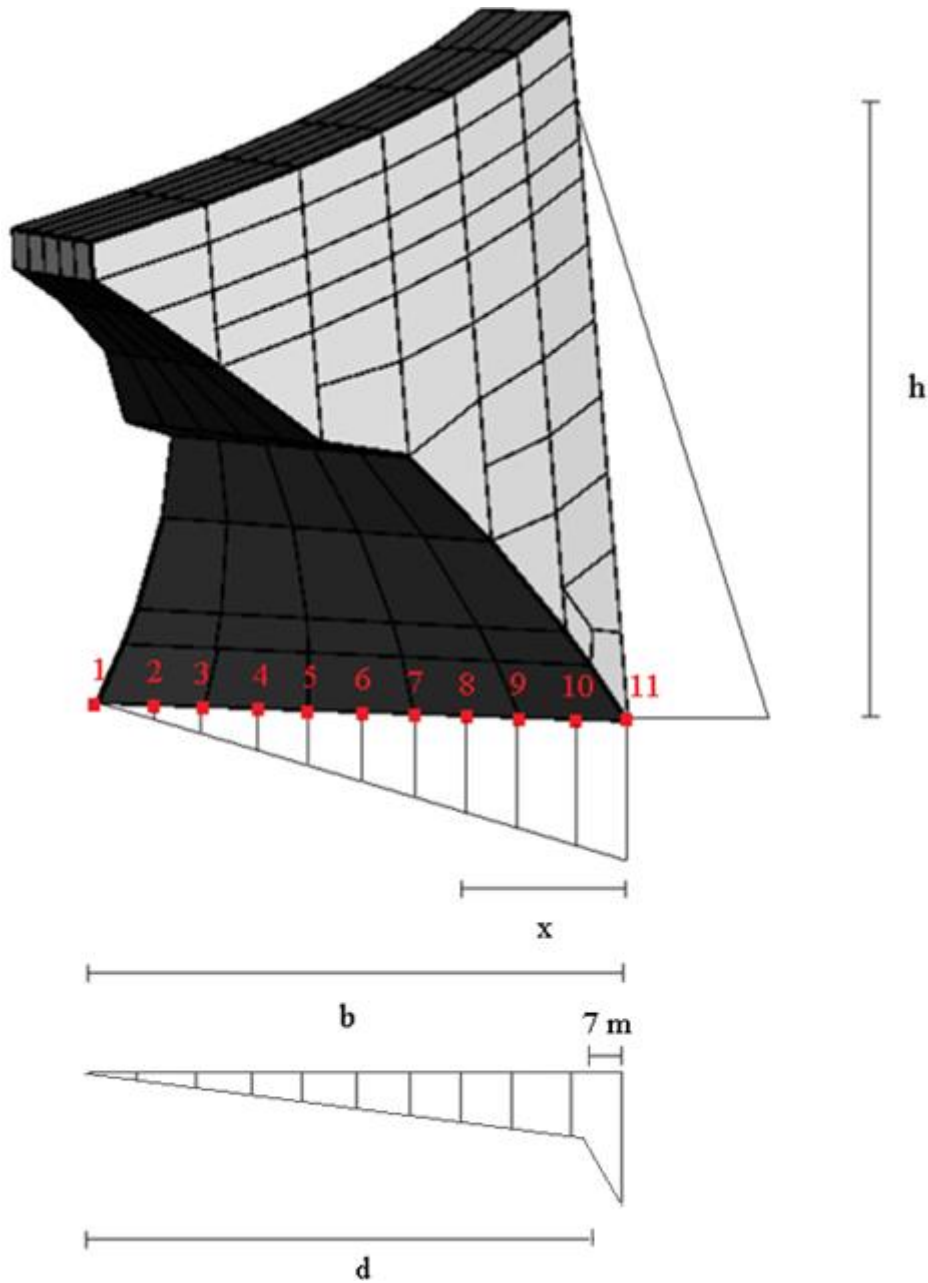


Figura 5.7 - Exemplo de cálculo das subpressões

A pressão aplicada em cada ponto de integração dos elementos de junta na hipótese sem drenagem é dada simplificada por:

$$P = \gamma h \frac{(x - b)}{b} \quad (5.1)$$

em que P representa a pressão exercida em cada ponto de integração (KPa), h representa a altura de água (110,0 m), γ representa o peso específico da água (KN/m³), x representa a distância entre o primeiro ponto de integração a montante e o ponto de integração para qual se quer obter a pressão (m) e b representa a espessura da base da barragem para cada alinhamento calculado (m). No caso com presença de dreno operacional a 7 m do pé de montante adotou-se uma distribuição bilinear usualmente adotada em projeto

5.3.4.1 Ação do peso próprio da barragem

Na Figura 5.8 representam-se os deslocamentos nos paramentos de montante e de jusante da barragem devidos ao efeito do peso próprio, admitindo consolas independentes. Os deslocamentos são dirigidos para montante e atingem os valores mais elevados no topo da barragem, ou seja, na zona do coroamento.

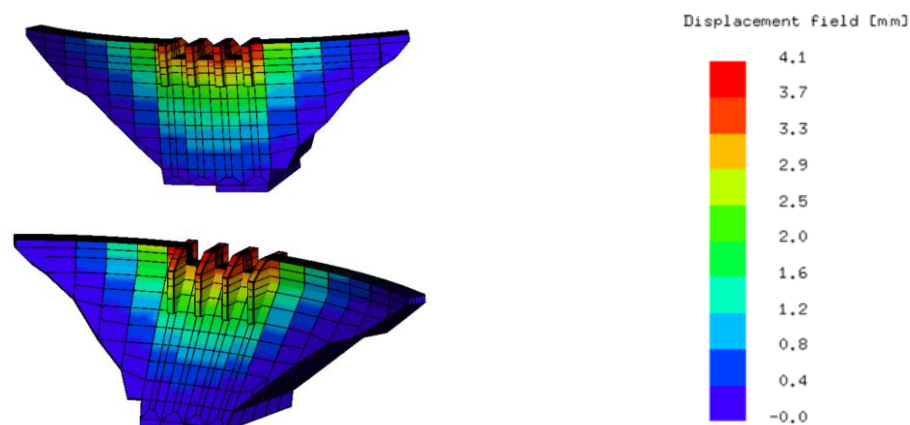


Figura 5.8 – Deslocamentos no paramento de montante e de jusante da barragem para a ação do peso próprio

Na Figura 5.9 representam-se as tensões horizontais (tensões nos arcos) da barragem no paramento de montante e de jusante respetivamente. Verifica-se que as tensões horizontais são distribuídas simetricamente em relação aos blocos centrais da barragem, ocorrendo tensões de tração no coroamento e nas zonas junto aos encontros. Nas zonas junto à fundação nota-se o aumento das tensões de compressão.

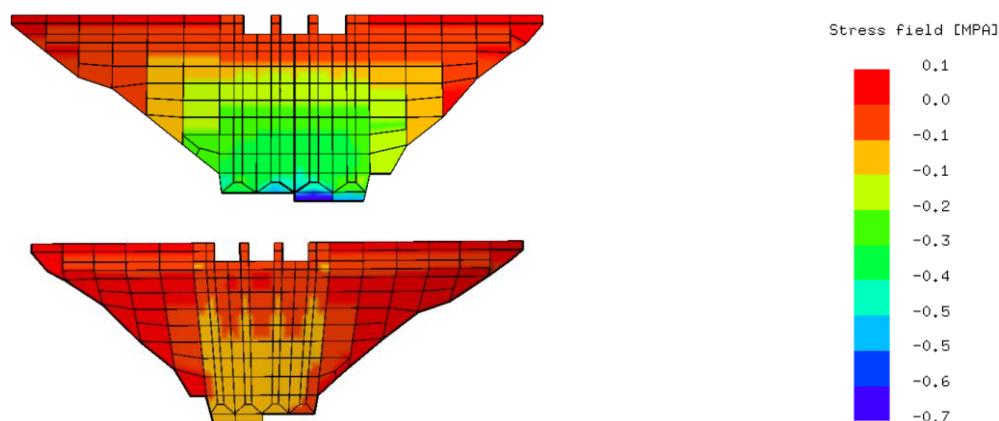


Figura 5.9 – Tensões horizontais no paramento de montante e de jusante da barragem para a ação do peso próprio

Na Figura 5.10 representam-se as tensões verticais da barragem (tensões nas consolas) no paramento de montante e de jusante respetivamente. No paramento de montante regista-se um aumento das tensões verticais no sentido do coroamento para a fundação uma vez que o peso aumenta neste sentido. No paramento de jusante também apenas se registam compressões, sendo estas inferiores às calculadas no paramento de montante, observando-se zonas de tensão nula, devido ao perfil transversal da barragem ser triangular.

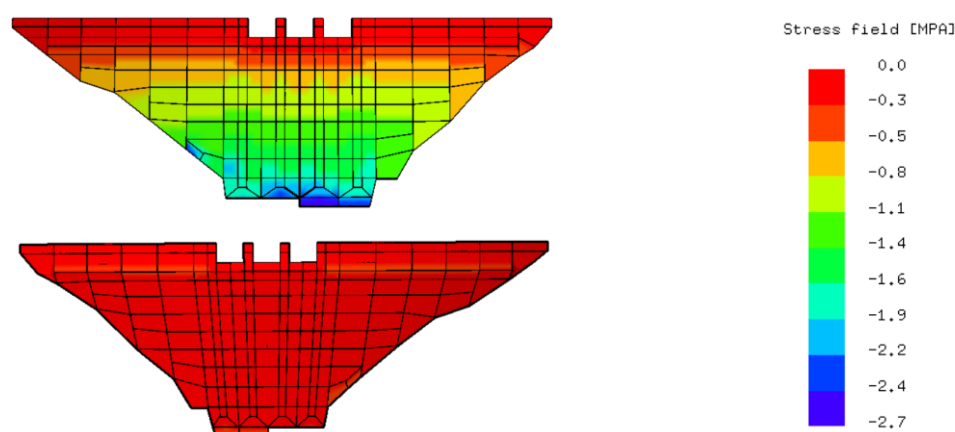


Figura 5.10 – Tensões verticais no paramento de montante e de jusante da barragem para a ação do peso próprio

Apresentam-se na Tabela 5.3 os valores máximos obtidos para as tensões de tração e de compressão.

Tabela 5.3- Valores máximos das tensões principais obtidos nos paramentos de montante e de jusante devidos ao peso próprio

	Paramento de montante	Paramento de jusante
Tensões de tração (MPa)	0,09	0,11
Tensões de compressão (MPa)	-2,71	-0,37

5.3.4.2 Ação conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática à cota 110 m

Na Figura 5.11 representam-se os deslocamentos nos paramentos de montante e de jusante da barragem devidos ao efeito simultâneo do peso próprio e da pressão hidrostática para a água à cota 110 m. Os deslocamentos são dirigidos para jusante e atingem os valores mais elevados no topo da barragem, ou seja, na zona do coroamento.

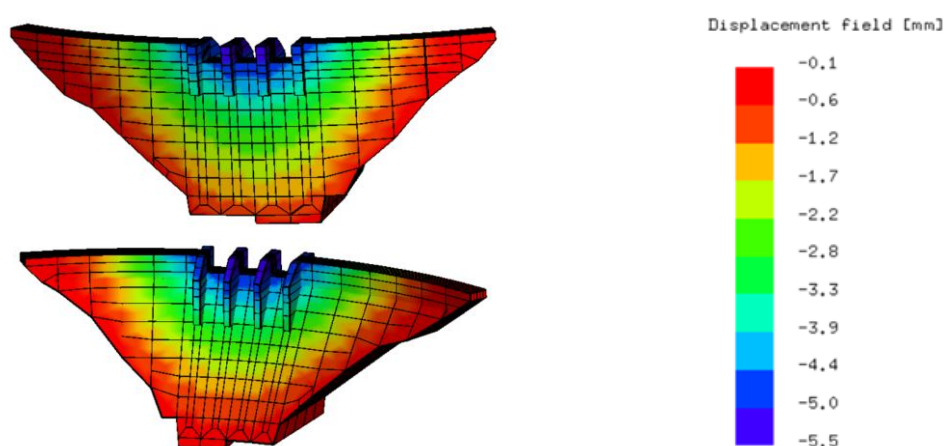


Figura 5.11 – Deslocamentos no paramento de montante e de jusante para a ação simultânea do peso próprio e da pressão hidrostática

Na Figura 5.12 representam-se as tensões horizontais da barragem no paramento de montante e de jusante respetivamente. Verifica-se que as tensões horizontais são distribuídas simetricamente em relação ao bloco central da barragem. As tensões de tração mais elevadas ocorrem a meia altura da barragem, junto ao contacto com o maciço no paramento de montante. Observa-se também que as tensões de compressão mais elevadas se obtêm na zona central do paramento de montante e a meia altura da barragem, junto ao contacto com o maciço.

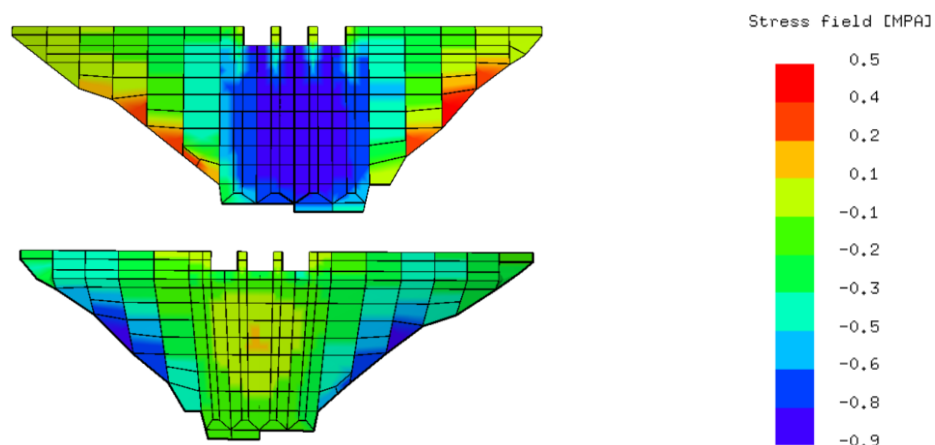


Figura 5.12 – Tensões horizontais nos arcos no paramento de montante e de jusante da barragem para a ação simultânea do peso próprio e da pressão hidrostática no paramento de montante.

Na Figura 5.13 representam-se as tensões verticais da barragem no paramento de montante e de jusante respetivamente. No paramento de montante regista-se um aumento das tensões verticais no sentido do coroamento para a fundação, registando-se quer a montante quer a jusante apenas tensões de compressão.

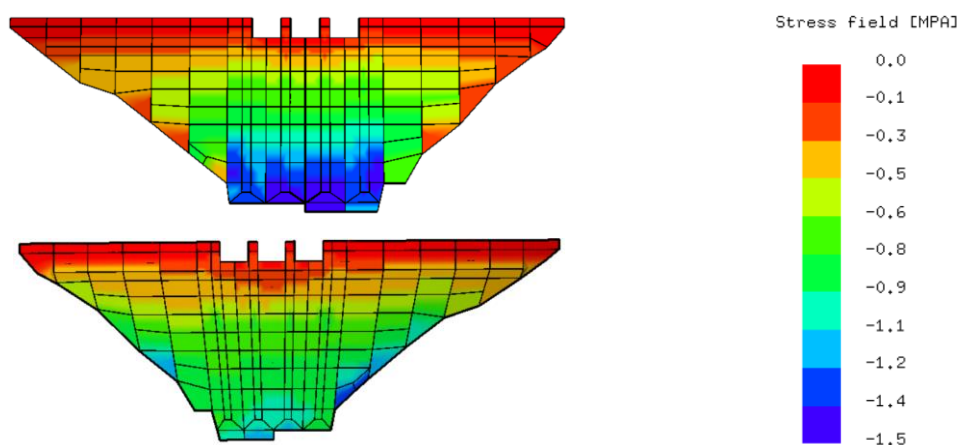


Figura 5.13 – Tensões verticais nas consolas no paramento montante e jusante da barragem para a ação do peso próprio e da pressão hidrostática

Apresentam-se na Tabela 5.4 os valores máximos registados para as tensões de tração e de compressão. Nota-se que os valores de tensão de compressão do paramento de montante são superiores aos valores registados no paramento de jusante.

Tabela 5.4- Valores máximos das tensões principais obtidos nos paramentos de montante e de jusante devido ao peso próprio e pressão hidrostática

	Paramento de montante	Paramento de jusante
Tensões de tração (MPa)	0,54	0,10
Tensões de compressão (MPa)	-1,54	-1,68

5.4 Análise do cenário de rotura por deslizamento da superfície de fundação

Os modelos desenvolvidos foram utilizados para estudar a segurança do sistema barragem-fundação em relação a um cenário de rotura por deslizamento. A análise foi efetuada em duas fases: primeiro efetuou-se uma análise mecânica tendo em conta o peso próprio da barragem admitindo um modelo de consolas independentes e de seguida aplicou-se a pressão hidrostática no paramento de montante. Nos casos em que se admitiu comportamento não linear das descontinuidades, este só foi considerado depois de se ter atingido o equilíbrio. Considerou-se em todos os cálculos que a albufeira se encontrava à cota do nível máximo de cheia (NMC=110 m). Nas análises realizadas em que se consideram as subpressões, estas mantiveram-se constantes ao longo do cálculo.

5.4.1 Método de redução das resistências

Nesta análise de estabilidade, adotou-se na ligação betão/rocha um modelo de Mohr-Coulomb com coesão nula. Nos Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) (APA, 2019), é recomendado que na avaliação da segurança as tensões nas superfícies de rotura, tendo em conta as subpressões, satisfaçam o critério de Mohr-Coulomb, definido para coesão nula e valores residuais de ângulo de atrito interno, com coeficientes de segurança superiores a 1,2.

Avaliação da segurança usando o método de redução das resistências é feita através de uma sequência de cálculos em que se reduz progressivamente o coeficiente de atrito até à rotura, registando-se o último valor que assegura o equilíbrio (Farinha, Azevedo, & Candeias, 2017). Os cálculos foram efetuados admitindo que a albufeira se encontra no nível máximo de cheia (cota 110 m).

Neste estudo, a análise da estabilidade da fundação inicia-se com um ângulo de atrito de 45° e posteriormente o ângulo de atrito é gradualmente reduzido até à rotura do modelo. Refira-se que o fator de redução é aplicado à tangente do ângulo de atrito. A segurança ao deslizamento é analisada através do fator de segurança ao deslizamento, de acordo com a Equação 5.2.

$$FS = \frac{\tan \varphi_{inicial}}{\tan \varphi_{final}} \quad (5.2)$$

Neste estudo usando o método de redução das resistências, foram analisados três modelos diferentes. De seguida apresentam-se as particularidades de cada modelo:

- CNL – Consolas não lineares, maciço de fundação com coesão e tração nula e sem se considerar o efeito das subpressões na interface barragem/fundação.
- CNL S – Consolas não lineares, maciço de fundação com coesão e tração nula e consideração das subpressões na interface barragem/fundação, admitindo-se uma distribuição linear da subpressão na base da barragem.
- CNL S&D – Consolas não lineares, maciço de fundação com coesão e tração nula e subpressões na interface barragem/fundação, admitindo-se uma distribuição de subpressões bilinear devida ao funcionamento dos drenos.

A Figura 5.14 apresenta a sequência de cálculo adotada na aplicação do método de redução das resistências.

No estudo apresentado, considerou-se como indicador de rotura o deslocamento do ponto superior da consola central. Em termos de verificação da segurança, considera-se em projeto que uma variação brusca da curva ângulo de atrito-deslocamento representa uma mudança no comportamento do modelo.

Na Figura 5.15 apresenta-se a evolução do deslocamento horizontal do coroamento da barragem no bloco central em função do ângulo de atrito para os três modelos analisados, encontrando-se igualmente representados os deslocamentos em que se obteve uma mudança de comportamento e os valores de deslocamento para um ângulo de atrito de 6,1°. Tal como apresentado na Figura 5.15, é possível obter-se uma situação de equilíbrio numericamente estável para um valor de atrito relativamente baixo (6,1°), que está relacionado com o facto da barragem encaixar no vale não permitindo o deslizamento.

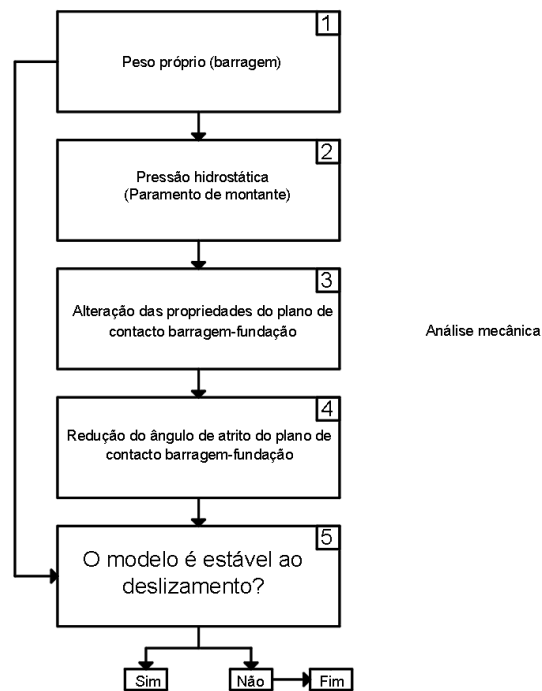


Figura 5.14 – Ordem de aplicação das solicitações e alteração de propriedades para a análise mecânica do cenário de deslizamento usando o método de redução de resistências (adaptado de Bretas, 2012)

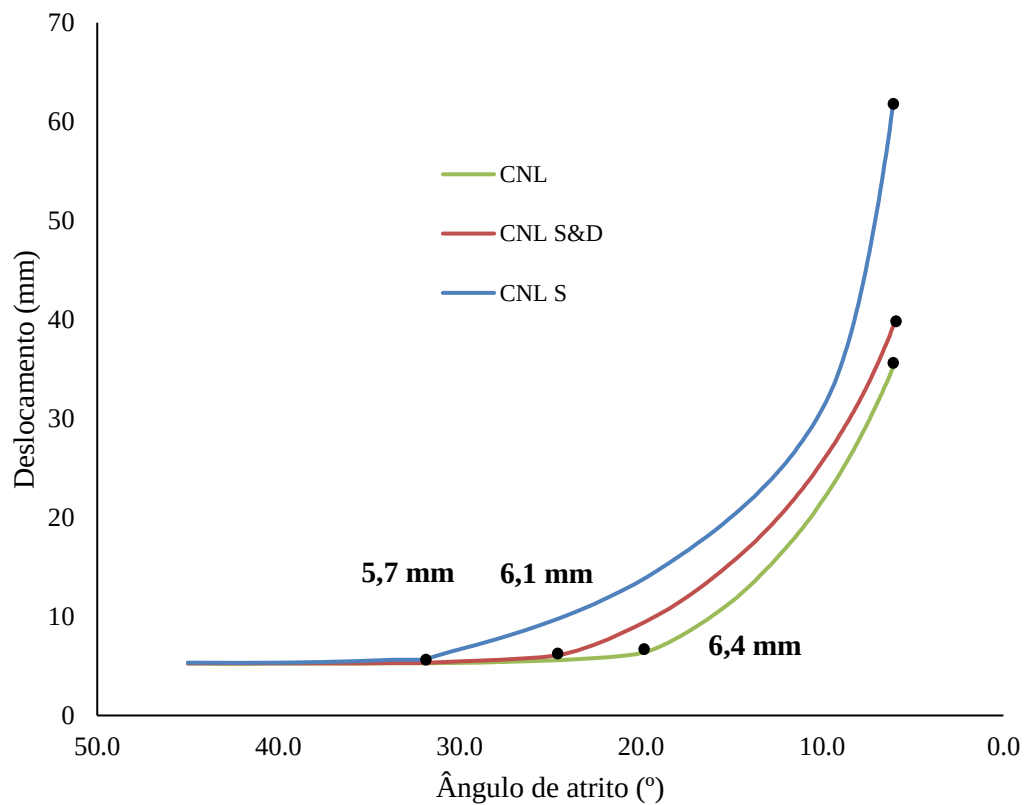


Figura 5.15 – Deslocamento horizontal do bloco central no coroamento da barragem durante o processo de redução do ângulo de atrito

Na Tabela 5.5 apresentam-se os fatores de segurança e os ângulos de atrito em equilíbrio obtidos com os três modelos adotados. Tal como esperado, o fator de segurança é influenciado pela distribuição de subpressão adotada na interface betão/rocha, sendo obviamente mais baixo no modelo em que se admite uma distribuição de subpressões linear (inoperacionalidade do sistema de drenagem).

Tabela 5.5 - Fatores de segurança

Modelo	Ângulo de atrito em equilíbrio	$\tan \varphi_{inicial}$	$\tan \varphi_{final}$	$FS_{\tan \varphi}$
CNL	19,7°	1,0	0,35	2,86
CNL S&D	24,4°	1,0	0,46	2,17
CNL S	32,0°	1,0	0,91	1,10

Apresentam-se na Tabela 5.6 os valores máximos do campo de tensões obtidos durante o processo iterativo da redução da resistência, considerando para cada modelo o ângulo de atrito em equilíbrio apresentado na Tabela 5.5. Pode-se observar a partir da Tabela 5.6 que as tensões de compressão e tração no betão estão compreendidas no intervalo de valores admissíveis, ou seja, não são superiores às tensões características resistentes de 2,9 MPa e 36,1 MPa. De referir que se assumiram tensões de tração nulas nas interfaces betão/betão, betão/maciço e maciço/maciço, pois foram consideradas consolas não lineares e maciço de fundação com coesão e tração nula.

Tal como se observou na Figura 5.15 e foi referido anteriormente, é possível obter-se uma situação de equilíbrio estável para um valor de atrito relativamente baixo, sendo o ângulo de atrito 0° um equilíbrio possível para os três modelos, embora com distribuição de tensões diferentes. Na Tabela 5.7 apresentam-se as tensões máximas para o ângulo de atrito 6,1°. Da análise da Tabela 5.7 verifica-se que este equilíbrio só é possível para um estado de tensão no betão fora da envolvente elástica linear, uma vez que são obtidas tensões de tração superiores às tensões características resistentes.

Tabela 5.6 - Valores máximos do campo de tensões para os ângulos de atrito em equilíbrio indicados na Tabela 5.5

		Tensões de compressão (MPa)			Tensões de tração (MPa)		
		CNL	CNL S&D	CNL S	CNL	CNL S&D	CNL S&D
Tensões máximas nos elementos de junta	Betão/betão (juntas de contração)	-1,21	-1,26	-1,15	0,00	0,00	0,00
	Betão/maciço	-2,59	-2,47	-2,37	0,00	0,00	0,00
	Maciço/maciço	-0,26	-0,25	-0,26	0,00	0,00	0,00
Tensões principais no betão	Paramento montante	-2,16	-1,85	-1,93	0,71	0,51	0,47
	Paramento jusante	-2,20	-2,34	-2,82	0,30	0,27	0,18
	Corpo da obra	-2,40	-2,49	-2,82	0,71	0,51	0,47

Tabela 5.7 - Valores máximos do campo de tensões para o ângulo de atrito de 6,1°

		Tensões de compressão (MPa)			Tensões de tração (MPa)		
		CNL	CNL S&D	CNL S	CNL	CNL S&D	CNL S
Tensões máximas nos elementos de junta	Betão/betão (juntas de contração)	-6,41	-7,17	-9,62	0,00	0,00	0,00
	Betão/maciço	-16,14	-17,81	-21,56	0,00	0,00	0,00
	Maciço/maciço	-19,79	-22,54	-22,20	0,00	0,00	0,00
Tensões principais no betão	Paramento montante	-6,92	-7,85	-8,88	2,04	1,90	1,60
	Paramento jusante	-8,04	-9,07	-11,53	1,62	1,76	3,17
	Corpo da obra	-8,04	-9,07	-11,53	4,24	4,92	7,68

De seguida, apresentam-se nas Figuras 5.16, 5.17 e 5.18 os deslocamentos horizontais nos paramentos de montante e de jusante para o modelo que apresentou o menor fator de segurança (CNL S), para três valores de ângulo de atrito. Nestas figuras, verifica-se que os campos de deslocamentos da barragem se mantém praticamente inalterados até se atingir o ângulo de atrito limite de 32,0°. A partir deste ângulo de atrito (32,0°), o campo de deslocamentos altera-se, dando indicação que a rotura ocorrerá por deslizamento na margem esquerda. Verifica-se ainda que,

durante o processo de redução do ângulo de atrito, os deslocamentos máximos na direção montante/jusante deixam de ocorrer no coroamento dos blocos centrais e passam a ocorrer na margem esquerda da barragem.

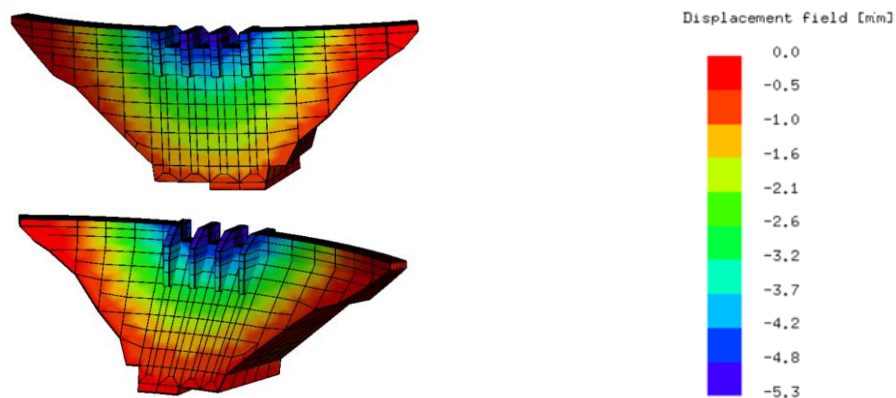


Figura 5.16 – Deslocamentos na direcção montante/jusante nos paramentos de montante e de jusante da barragem obtidos com o modelo CNL S para o ângulo de atrito de 45,0°

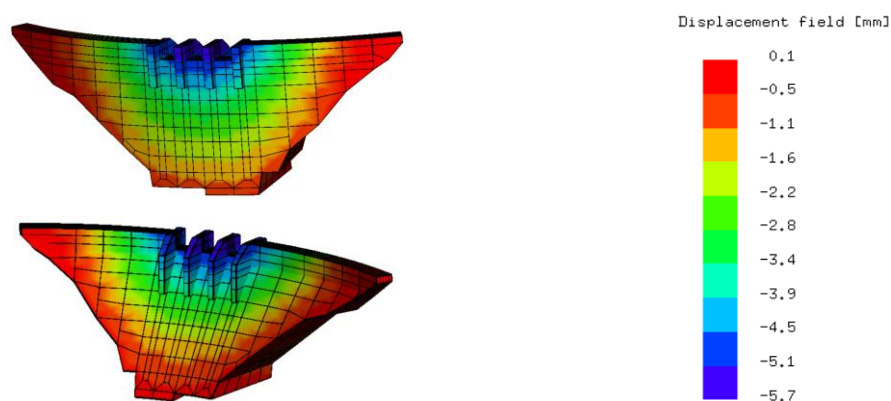


Figura 5.17 – Deslocamentos na direcção montante/jusante nos paramentos de montante e de jusante da barragem obtidos com o modelo CNL S para o ângulo de atrito de 32,0°

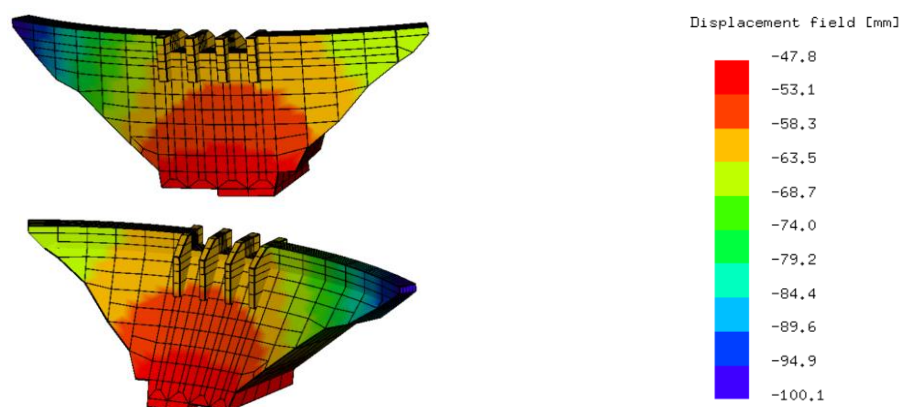


Figura 5.18 – Deslocamentos na direcção montante/jusante nos paramentos de montante e de jusante da barragem obtidos com o modelo CNL S para o ângulo de atrito de 6,1°

5.4.2 Majoração da parcela hidrostática

A análise de segurança foi também efetuada por majoração da parcela hidrostática aplicada no paramento de montante. A majoração da parcela de forças associada à pressão hidrostática no paramento de montante foi realizada de duas formas alternativas (ver Figura 5.19), numa primeira abordagem adotou-se uma majoração direta do impulso hidrostático, através de um coeficiente de amplificação(λ), e numa segunda abordagem admitiu-se que o aumento da carga hidrostática está associado a uma subida da cota de água (cenário de galgamento da barragem), adotado na determinação do coeficiente de segurança para o cenário de degradação da resistência do betão (S. Oliveira & Faria, 2016).

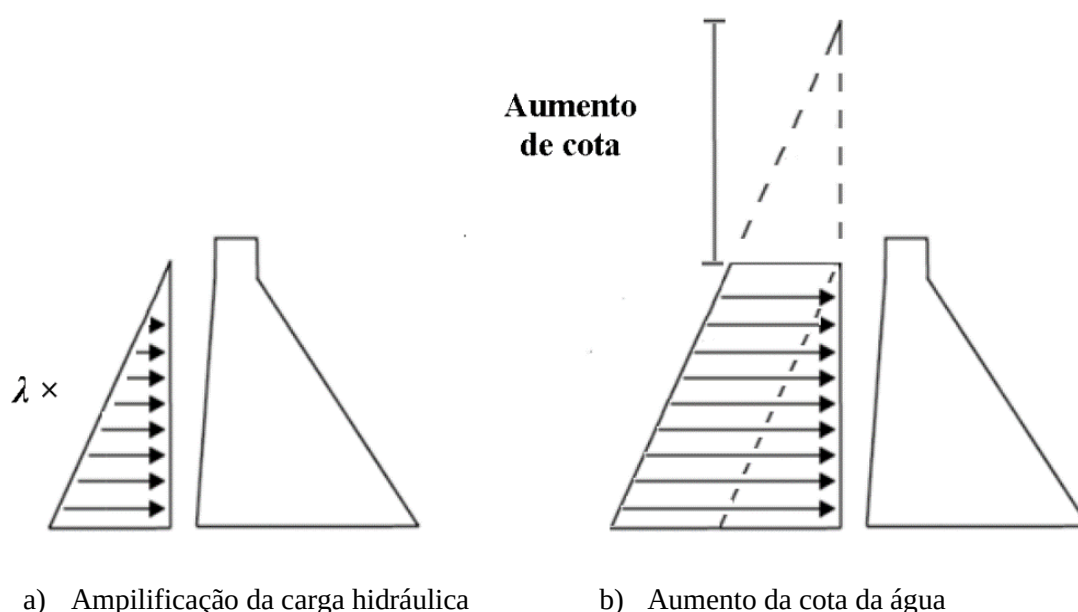


Figura 5.19 – Esquema dos dois métodos de majoração utilizados

Para cada cenário de majoração de cargas foram analisados dois modelos de fenda discreta nos elementos de interface betão/rocha, tendo-se adotado em cada modelo as hipóteses de distribuição de pressão adotadas no método da redução das resistências.

- 1º Modelo – Comportamento frágil na interface betão/rocha, designado por D1 (descrito no subcapítulo 4.2)
 - CNL 1 – Sem considerar o efeito de subpressão na base da barragem
 - D1 S&D – Com subpressão (distribuição bilinear) na base da barragem
 - D1 S – Com distribuição linear da subpressão na base da barragem

- 2º Modelo – Modelo bilinear na interface betão/rocha e betão/betão designado por D21 (descrito no subcapítulo 4.3)
 - CNL 21 – Sem subpressão na base da barragem
 - D21 S&D – Com subpressão (bilinear) e dreno na base da barragem
 - D21 S – Com subpressão na base da barragem

Adotaram-se as propriedades resistentes definidas experimentalmente por Dong (Tabela 5.2) tendo-se estimado um ângulo de atrito de 45° e uma energia de fratura em modo II (GII), duas vezes superior à energia em modo I. Admite-se que ocorre rotura no modelo quando numericamente não é possível obter o equilíbrio estático para um dado valor de amplificação. O último incremento de carga para o qual se obteve equilíbrio é considerado o valor máximo admissível. Nos cálculos numéricos realizados, adotou-se um incremento do fator de amplificação de 0,1 e um incremento na cota de água de 1,0 m.

5.4.2.1 Amplificação da carga hidráulica

Na Figura 5.20 apresenta-se a evolução do deslocamento do coroamento no bloco central de barragem, na direção montante/jusante em função do coeficiente de amplificação da pressão hidrostática para o modelo de comportamento frágil na interface betão/rocha (1º Modelo) e para o modelo bilinear na interface betão/rocha e betão/betão (2º Modelo), para as diferentes distribuições de subpressão.

Da Figura 5.20 verifica-se que, para as propriedades resistentes adotadas, o modelo frágil apresenta um comportamento próximo do obtido considerando o modelo de enfraquecimento, tendo-se obtido fatores de segurança semelhantes para todos os exemplos de distribuição de subpressão. Esta semelhança está relacionada com o facto de as energias de fratura em modo I e II serem relativamente baixas e, tal como definido no capítulo 4, em situações de compressão/corte o comportamento dos modelos frágil e de enfraquecimento aproximam-se (ver Tabela 5.8). Apesar da resposta ser semelhante, verifica-se que com o modelo bilinear se obtêm tensões ligeiramente superiores às obtidas com o modelo frágil (ver Tabela 5.9).

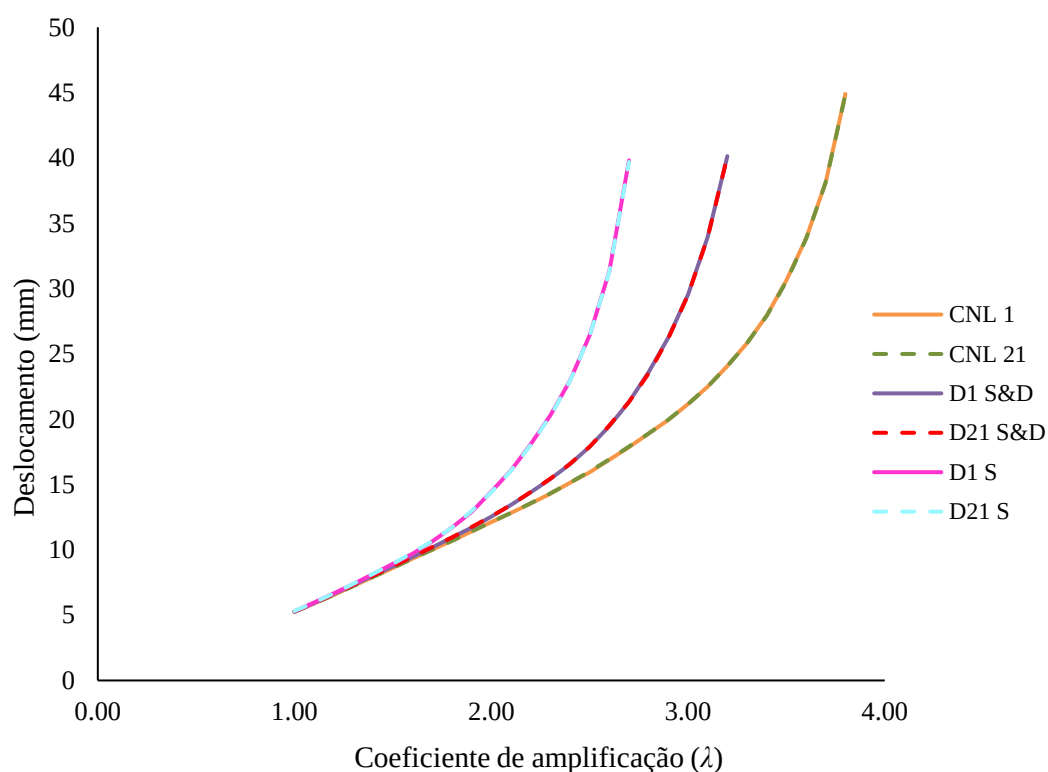


Figura 5.20– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de amplificação das cargas – Modelo elástico linear do betão

Na Tabela 5.8 apresentam-se os fatores de segurança obtidos em cada uma das situações analisadas. Verifica-se que o fator de segurança mais baixo está associado à distribuição de subpressões mais desfavorável. Verifica-se ainda que, comparativamente aos valores obtidos com o método da redução das resistências, os fatores de segurança obtidos são mais elevados (ver Tabelas 5.5 e 5.8).

Tabela 5.8 - Fatores de segurança – Modelo elástico linear do betão

Modelos	Fatores de segurança
CNL 1 e CNL 21	3,8
D1 S&D e D21 S&D	3,2
D1 S e D21 S	2,7

Na Tabela 5.9, apresentam-se os valores máximos do campo de tensões durante o processo iterativo de amplificação das cargas associadas à parcela hidrostática. Verifica-se que, em todos os modelos analisados, o campo de tensões instalado no betão apresenta tensões de tração máximas superiores ao valor resistente máximo do betão (2,9 MPa).

Tabela 5.9 - Valores máximos das tensões principais – Modelo de betão com comportamento elástico linear

		Tensões de compressão (MPa)						Tensões de tração (MPa)					
		CNL		S&D		S		CNL		S&D		S	
		1	21	1	21	1	21	1	21	1	21	1	21
Tensões máximas nos elementos de junta	Betão/betão (juntas de contração)	15,6	15,7	13,2	13,2	11,6	11,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Betão/maciço	25,1	33,2	30,3	30,4	24,4	32,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	Maciço/maciço	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tensões principais no betão	Paramento montante	4,3	5,2	4,4	4,4	3,9	4,3	2,1	3,7	1,9	1,9	1,2	1,6
	Paramento jusante	22,8	34,8	33,5	33,7	27,2	35,9	4,4	6,5	6,1	6,1	3,4	5,6
	Corpo da obra	22,8	34,8	33,5	33,7	27,2	35,9	4,4	6,5	6,1	6,1	3,4	5,6

Tendo em conta o campo de tensões obtido considerando que o betão tem comportamento elástico linear, analisou-se uma segunda hipótese em que se admite que os elementos de volume de betão interagem com os elementos vizinhos através de elementos de junta, onde se admite comportamento não linear (modelo de fenda discreta) com as propriedades resistentes indicadas na Tabela 5.2. Na Tabela 5.10 apresentam-se os fatores de segurança para cada caso de estudo, admitindo-se este modelo de comportamento não linear no betão. Tal como esperado, verifica-se que os fatores de segurança são inferiores aos fatores de segurança obtidos com um modelo elástico linear (uma vez que com o modelo elástico linear se obtêm tensões de trações superiores às admissíveis).

Na Tabela 5.11 apresentam-se os valores máximos do campo de tensões durante o processo iterativo de amplificação das cargas associadas à parcela hidrostática. Verifica-se que em todos os modelos analisados o campo de tensões instalado no betão apresenta tensões de tração máximas inferiores

ao valor resistente máximo do betão (2,9 MPa). Assim, com o modelo de fenda discreta são cumpridos os critérios de segurança.

Na Figura 5.21 apresenta-se a evolução do deslocamento do coroamento no bloco central de barragem, na direção montante/jusante em função do coeficiente de amplificação da pressão hidrostática para o modelo de comportamento frágil na interface betão/rocha (1º Modelo) e para o modelo bilinear na interface betão/rocha e betão/betão (2º Modelo), para as diferentes distribuições de subpressão e para o comportamento do betão não linear.

Tabela 5.10 - Fatores de segurança – Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta

Modelos	Fatores de segurança
CNL 1 e CNL 21	3,3
D1 S&D e D21 S&D	2,6
D1 S e D21 S	2,1

Tabela 5.11 - Valores máximos das tensões principais – Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta

		Tensões de compressão (MPa)						Tensões de tração (MPa)					
		CNL		S&D		S		CNL		S&D		S	
		1	21	1	21	1	21	1	21	1	21	1	21
Tensões máximas nos elementos de junta	Betão/betão	12,6	10,6	12,8	11,0	10,4	10,4	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
	Betão/betão (juntas de contração)	16,1	16,2	13,4	13,4	11,8	11,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Betão/maciço	16,6	14,2	16,5	14,1	12,6	12,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	Maciço/maciço	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tensões principais no betão	Paramento montante	7,6	6,9	4,8	4,8	4,4	4,4	2,7	2,4	1,3	1,3	1,0	1,1
	Paramento jusante	22,2	20,9	17,5	17,3	16,7	16,9	2,3	2,3	1,9	1,9	1,8	1,8
	Corpo da obra	22,2	20,9	17,5	17,3	16,7	16,9	2,7	2,4	1,9	1,9	1,8	1,8

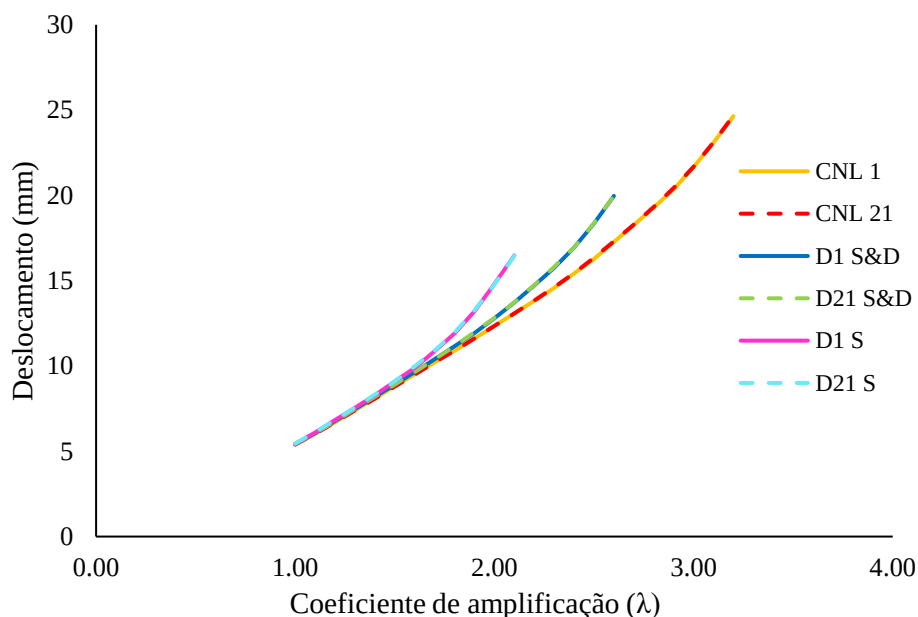
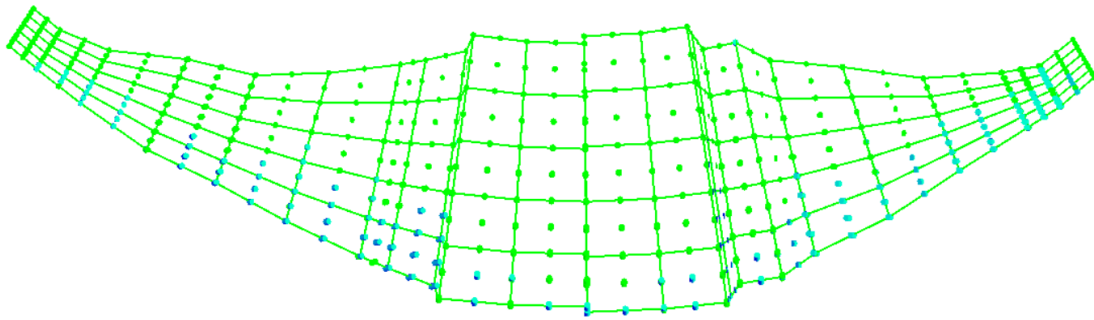


Figura 5.21– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de amplificação das cargas – Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta.

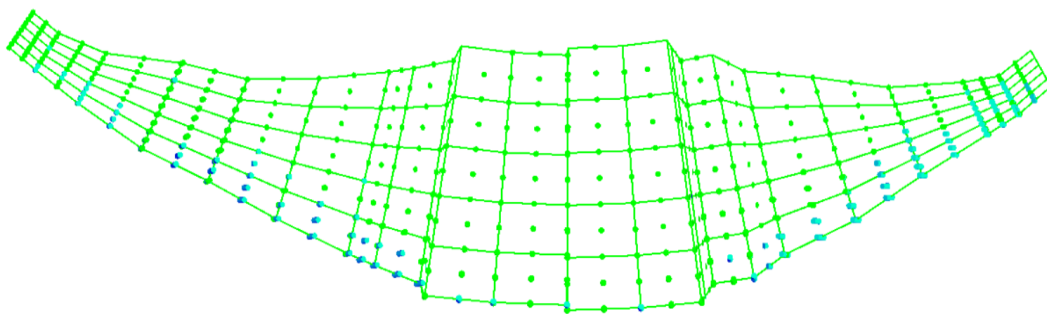
Na Figura 5.22 apresenta-se o campo de fendilhação (pontos de integração com dano igual a 1,0) após rotura na interface betão/rocha para o modelo constitutivo com enfraquecimento, para a hipótese de modelo do betão elástico linear e para a hipótese de modelo não linear do betão, para a hipótese de distribuição de subpressões linear. Observa-se que os campos de fendilhação obtidos são similares. No entanto, é visível que para o modelo elástico linear o campo de fendilhação na junta betão/maciço ocorre em maiores profundidades na direção montante-jusante, verificando-se igualmente maiores aberturas na zona central do pé de montante. Na Figura 5.23 apresenta-se a distribuição de dano para os mesmos modelos numéricos. Esta informação é complementar do campo de fendilhação e observa-se que após rotura a interface betão/rocha se encontra em toda a sua área com dano superior a zero, verificando-se que nas zonas interiores o dano ocorre em compressão/corte.

Na Figura 5.24 apresenta-se a deformada amplificada após rotura para o modelo constitutivo com enfraquecimento, para a hipótese de modelo do betão elástico linear e para a hipótese de modelo não linear do betão (admitindo distribuição de subpressões linear). Observa-se que para ambos os modelos constitutivos adotados para o betão, o mecanismo de rotura ocorre por rotação da barragem com deslocamento na direção montante-jusante mais pronunciado na margem esquerda, verificando-se igualmente que a rotura por deslizamento na fundação é mais pronunciada para o modelo elástico.

Para o modelo numérico em que admite comportamento não linear do betão, apresentam-se na Figura 5.25 os elementos de junta em que ocorre o dano. Verifica-se que o dano ocorre em elementos de junta horizontais próximos da superfície de jusante em compressão/corte. É de referir que o valor de dano total nos elementos de interface betão/betão tem pouco expressão (0.07%). A possibilidade de fissuração por tração/corte e/ou compressão/corte leva a uma redução de 20% do fator de segurança associado.

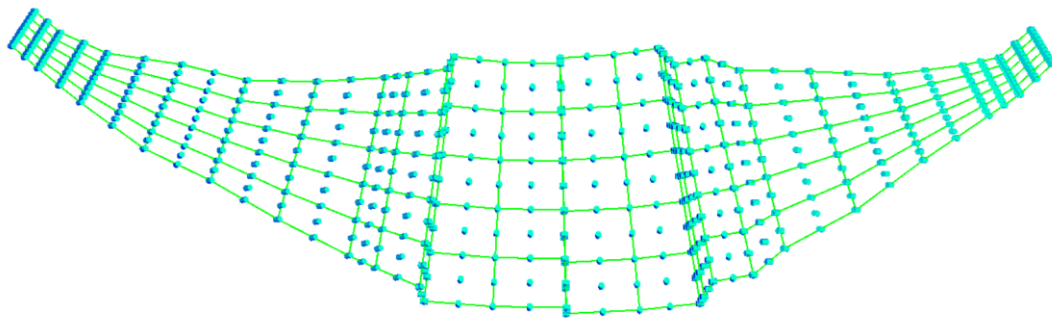


a) Modelo do betão elástico linear (D21 S)

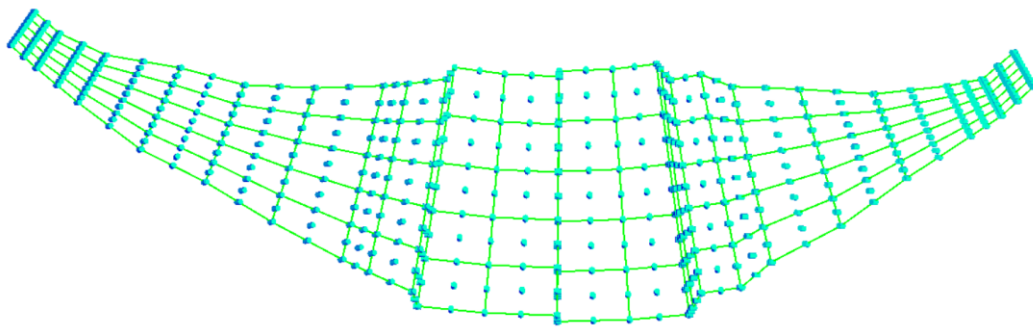


b) Modelo não linear do betão do tipo fenda discreta (D21 S)

Figura 5.22 – Distribuição de fendilhação na interface betão/rocha – Diâmetro do cilindro proporcional à abertura – Azul escuro: fenda aberta e Azul claro: fenda fechada.

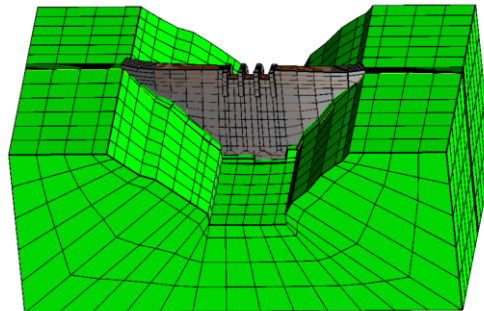
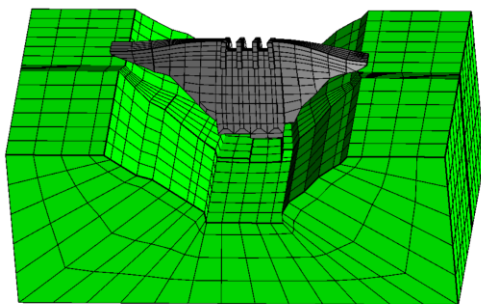


a) Modelo do betão elástico linear (D21 S)



b) Modelo não linear do betão do tipo fenda discreta (D21 S)

Figura 5.23 – Distribuição de dano na interface betão/rocha – Diâmetro do cilindro proporcional ao valor de dano



a) Modelo do betão elástico linear (D21 S)

b) Modelo não linear do betão do tipo fenda discreta (D21 S)

Figura 5.24 – Deformada amplificada (fator de amplificação de 1000)



a) Elementos de interface betão/betão no corpo da barragem (elementos com dano assinalados a castanho) b) Elementos de interface com valores de dano no corpo da barragem

Figura 5.25 – Distribuição de dano na interface betão/betão – Elementos de junta com valores de dano

5.4.2.2 Aumento da cota da água

Na Figura 5.26 apresenta-se a evolução do deslocamento na direção montante-jusante do coroamento no bloco central da barragem em função da altura da cota da água, para o modelo de comportamento frágil na interface betão/rocha (D1) e para o modelo bilinear na interface betão/rocha e betão/betão (D21), considerando diferentes distribuições de subpressão.

Tal como no cenário de amplificação direta da pressão hidrostática, verifica-se que o modelo frágil apresenta um comportamento próximo do obtido com um modelo de enfraquecimento, tendo-se obtido fatores de segurança semelhantes em todas os exemplos de distribuição de subpressão (ver Tabela 5.12). Ao contrário do exemplo anterior, verifica-se que os modelos frágil e bilinear apresentam campo de tensões próximos (ver Tabela 5.13). No entanto, verifica-se que, para uma distribuição linear de subpressões na interface betão/rocha, o modelo frágil (D1 S) apresenta um fator de segurança da mesma ordem de grandeza mas ligeiramente superior ao valor obtido com um modelo de enfraquecimento (D21 S), sendo indicativo que a adoção de um modelo do tipo frágil nem sempre é uma garantia de que se obtêm cargas de colapso inferiores (Gioia, Bazant, & Pohl, 1992; Bazant, 1998).

Verifica-se ainda que os fatores de segurança associados a uma majoração da parcela hidrostática por subida de cota de água são inferiores aos fatores de segurança obtidos num cenário de majoração direta para um comportamento elástico linear do betão.

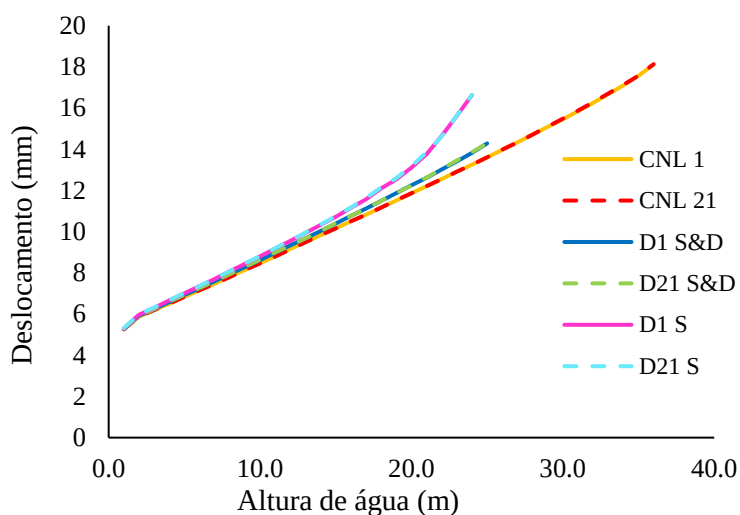


Figura 5.26– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Modelo elástico linear do betão

Tabela 5.12 - Fatores de segurança – Modelo de betão com comportamento elástico linear

Modelos	Fatores de segurança
CNL 1	2,11
CNL 21	2,11
D1 S&D	1,84
D21 S&D	1,84
D1 S	1,78
D21 S	1,75

Dado que os valores de tensão obtidos considerando que o betão tem um comportamento elástico linear são superiores aos valores de tensão de tração resistente no caso em que não se adota uma distribuição de subpressões na interface betão/rocha, analisou-se uma segunda hipótese em que se admite que os elementos de volume de betão interagem com os elementos vizinhos através de elementos de junta onde se admite um comportamento não linear (modelo de fenda discreta) com as propriedades resistentes indicadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.13 - Valores máximos das tensões principais – Modelo de betão com comportamento elástico linear

		Tensões de compressão (MPa)						Tensões de tração (MPa)					
		CNL		S&D		S		CNL		S&D		S	
		1	21	1	21	1	21	1	21	1	21	1	21
Tensões máximas nos elementos de junta	Betão/betão (juntas de contração)	7,8	7,8	6,6	6,7	7,1	7,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Betão/maciço	22,2	22,1	17,8	17,7	21,3	18,8	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	Maciço/maciço	0,3	0,3	0,2	0,3	0,3	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tensões principais no betão	Paramento montante	4,4	4,4	3,1	3,1	3,0	2,9	3,5	3,5	0,9	1,0	1,5	0,8
	Paramento jusante	12,5	12,5	8,8	8,7	11,4	10,2	1,4	1,4	0,9	0,8	2,1	1,4
	Corpo da obra	12,5	12,5	8,8	8,7	11,4	10,2	3,5	3,5	0,9	1,0	2,1	1,4

Na Tabela 5.14 apresentam-se os fatores de segurança para cada caso de estudo, admitindo-se um modelo de comportamento não linear no betão. Verifica-se que nos modelos com subpressão os fatores de segurança obtidos com um modelo de fenda discreta no betão são semelhantes aos fatores de segurança obtidos com um modelo elástico linear, dado se ter identificado no cálculo anterior que os valores de tensão obtidos eram inferiores aos valores limite de tensão de tração resistente. Para o caso em que se admite um valor de subpressão nulo, verifica-se que o fator de segurança obtido é inferior ao obtido com um modelo elástico linear.

Na Tabela 5.15 apresentam-se os valores máximos do campo de tensões durante o processo iterativo de amplificação das cargas associadas à parcela hidrostática. Verifica-se que em todos os modelos analisados o campo de tensões instalado no betão apresenta tensões de tração máximas inferiores ao valor resistente máximo do betão (2,9 MPa).

Tabela 5.14 - Fatores de segurança – Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta

Modelos	Fatores de segurança
CNL 1 e CNL 21	2,08
D1 S&D e D21 S&D	1,84
D1 S e D21 S	1,66

Tabela 5.15 - Valores máximos das tensões principais– Modelo não linear do betão, do tipo fenda discreta

		Tensões de compressão (MPa)						Tensões de tração (MPa)					
		CNL		S&D		S		CNL		S&D		S	
		1	21	1	21	1	21	1	21	1	21	1	21
Tensões máximas nos elementos de junta	Betão/betão	8,6	8,6	7,1	7,1	6,3	6,3	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
	Betão/betão (juntas de contração)	7,8	7,9	6,8	6,9	7,4	7,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Betão/maciço	21,5	21,2	17,6	17,6	13,3	13,2	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	Maciço/maciço	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tensões principais no betão	Paramento montante	5,0	5,0	4,4	4,4	3,9	3,9	2,3	1,7	0,9	1,0	0,8	0,8
	Paramento jusante	11,0	10,4	9,1	8,7	10,1	9,0	1,6	1,5	1,2	1,2	1,0	0,9
	Barragem completa	11,0	10,4	9,1	8,7	10,1	9,0	2,3	1,7	1,2	1,2	1,0	1,1

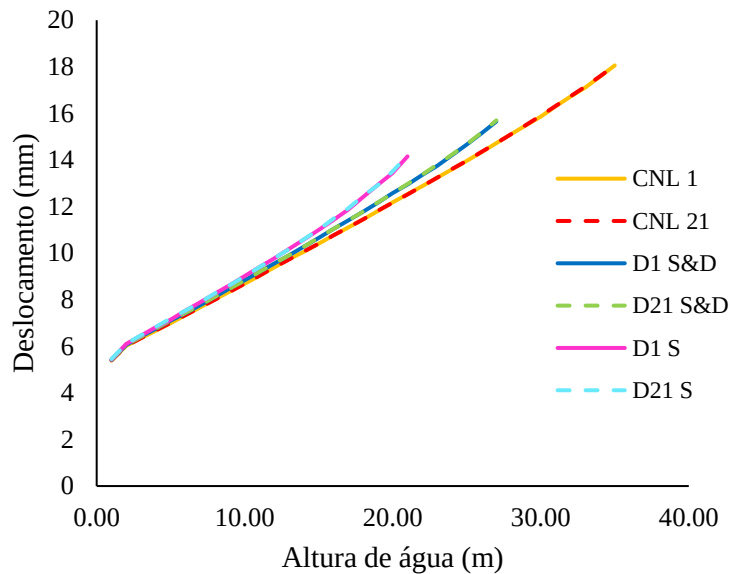


Figura 5.27– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Modelo não linear do betão do tipo fenda discreta

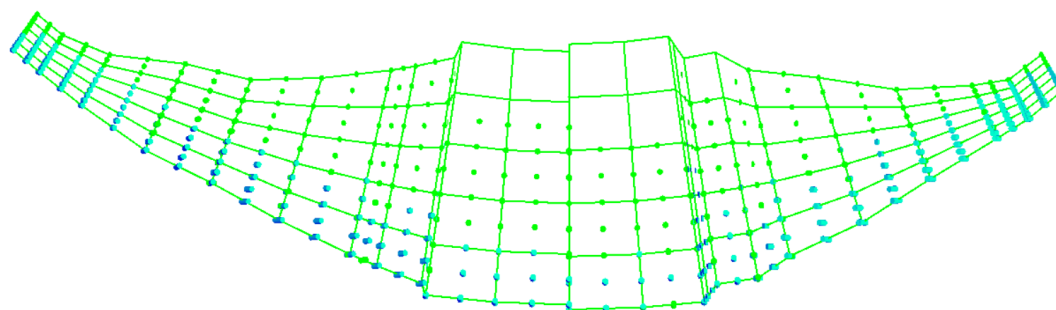
Na Figura 5.28 apresenta-se o campo de fendilhação (pontos de integração com dano igual a 1,0) após rotura na interface betão/rocha, para o modelo constitutivo com enfraquecimento e considerando tanto a hipótese de modelo do betão elástico linear como a hipótese de modelo não linear do betão, admitindo uma distribuição de subpressões linear. Observa-se que os campos de fendilhação são semelhantes. No entanto, é visível que para o modelo elástico linear o campo de fendilhação na junta betão/maciço ocorre em maiores profundidades na direção montante-jusante, em especial na zona central. No entanto, comparativamente à hipótese de amplificação de cargas, a diferença entre os dois modelos é particularmente notória no cenário de galgamento.

Na Figura 5.29 apresenta-se a distribuição de dano para os mesmos modelos numéricos. Esta informação é complementar do campo de fendilhação e observa-se que, após rotura a interface betão/rocha se encontra em toda a sua área com dano superior a zero, verificando-se que nas zonas interiores, para montante, o dano ocorre em compressão/corte.

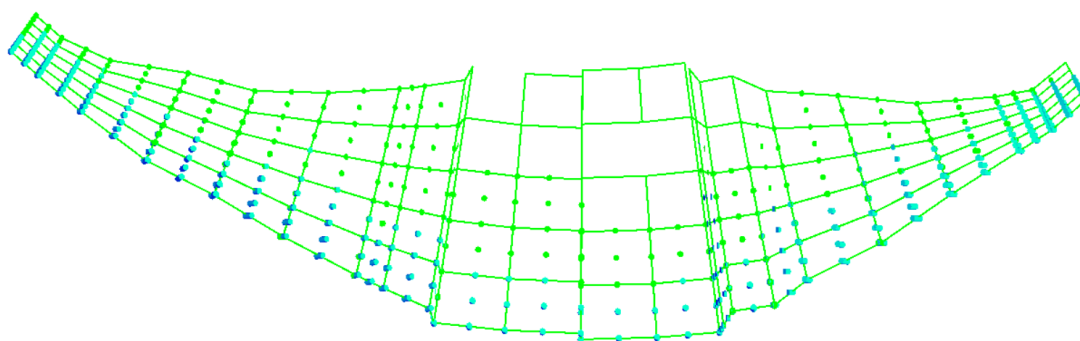
Na Figura 5.30 apresenta-se a deformada amplificada após rotura para o modelo constitutivo com enfraquecimento e considerando tanto a hipótese de modelo do betão elástico linear como a hipótese de modelo não linear do betão, admitindo uma distribuição de subpressões linear. Tal como observado no cenário de amplificação de carga, observa-se que, para ambos os modelos constitutivos adotados para o betão, o mecanismo de rotura ocorre por rotação da barragem com

deslocamento na direção montante-jusante, sendo este deslocamento mais pronunciado na margem esquerda.

Para o modelo numérico em que admite comportamento não linear do betão, apresentam-se na Figura 5.31 os elementos de junta em que ocorre o dano. Verifica-se que o dano ocorre em elementos de junta horizontais próximos da superfície de jusante em compressão/corte e em elementos de junta no plano vertical em tração/corte. É de referir que o valor de dano total nos elementos de interface betão/betão tem pouco expressão (0.006%), ainda menor do que para o cenário de amplificação de carga. No entanto, a possibilidade de fissuração por tração/corte e/ou compressão corte leva a uma redução de 5% do fator de segurança associado.

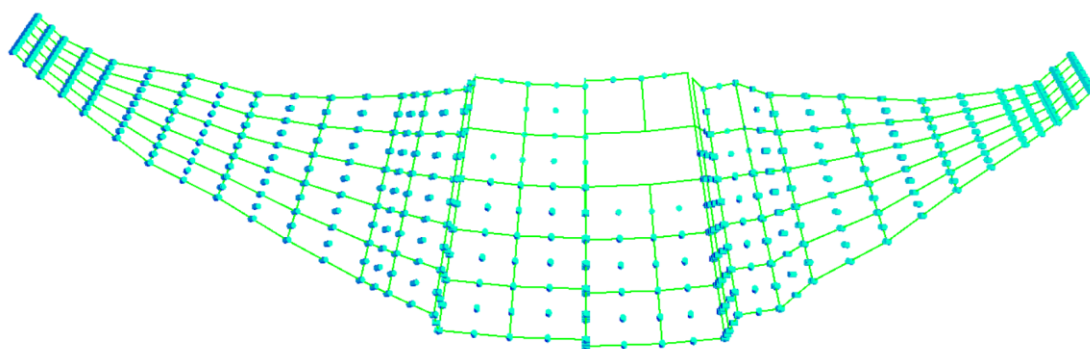


a) Modelo do betão elástico linear (D21 S)

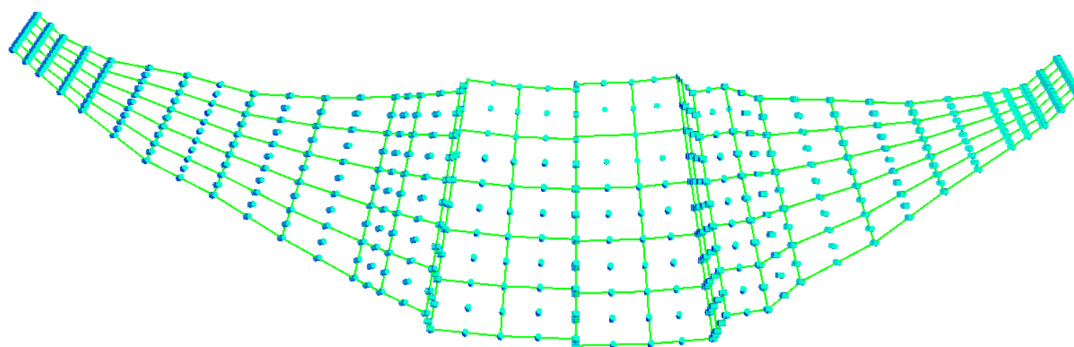


b) Modelo não linear do betão do tipo fenda discreta (D21 S)

Figura 5.28 – Distribuição de fendilhação na interface betão/rocha – Diâmetro do cilindro proporcional à abertura – Azul escuro: fenda aberta e Azul claro: fenda fechada.

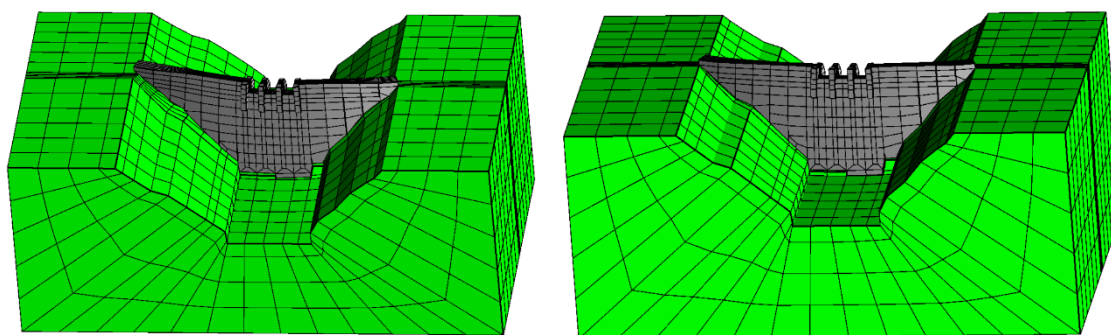


a) Modelo do betão elástico linear (D21 S)



b) Modelo não linear do betão do tipo fenda discreta (D21 S)

Figura 5.29 – Distribuição de dano na interface betão/rocha – Diâmetro do cilindro proporcional ao valor de dano



a) Modelo do betão elástico linear (D21 S)

b) Modelo não linear do betão do tipo fenda discreta (D21 S)

Figura 5.30 – Deformada amplificada (fator de amplificação de 1000)



- a) Elementos de interface betão/betão no corpo da barragem (elementos com dano assinalados a castanho)
- b) Elementos de interface com valores de dano no corpo da barragem

Figura 5.31 – Distribuição de dano na interface betão/betão – Elementos de junta com valores de dano

5.4.3 Estudos paramétricos

De modo a analisar a influência de cada parâmetro resistente do elemento de interface na resposta da estrutura, num cenário de deslizamento pelo interface barragem-fundação, realizaram-se vários estudos paramétricos que se apresentam de seguida.

Optou-se por analisar somente a hipótese de distribuição de subpressões linear na interface betão/rocha, a hipótese da ocorrência de fendilhação no betão e a hipótese de amplificação de carga por aumento da cota de água, por serem estas as hipóteses mais desfavoráveis que conduzem a fatores de segurança menores.

5.4.3.1 Estudo I

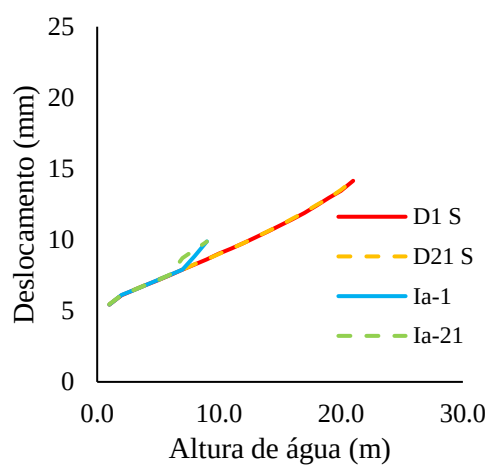
Neste estudo procurou-se identificar a influência do termo de atrito, da coesão e da energia de fratura em modo II na resposta da estrutura, tanto para um modelo do tipo frágil como para um modelo com enfraquecimento. Os estudos paramétricos tiveram como ponto de partida os valores obtidos experimentalmente por Dong et al. (2016), tendo-se avaliado o efeito de uma redução no termo de atrito (Ia), o efeito de um aumento no termo de coesão e de energia de fratura em modo II (Ib) e o efeito de um aumento significativo do termo de energia de fratura (Ic), ver Tabela 5.16.

Tabela 5.16 - Propriedades resistentes da interface betão/rocha – estudo paramétrico I

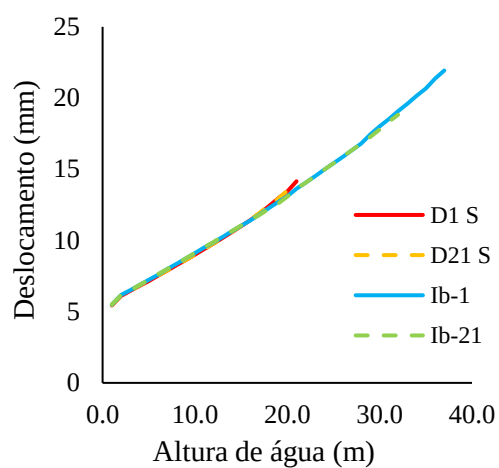
Modelo	f_t [MPa]	c [MPa]	$\tan \varphi$	G_I [N /mm]	G_{II} [N /mm]
D - (Dong) Betão/rocha	0,5	0,9	1,0	19,5	39,0
Ia	-	-	0,7	-	-
Ib	-	5,0	-	-	390,0
Ic	-	-	-	-	3900,0

Na Figura 5.32 apresenta-se a evolução do deslocamento no coroamento do bloco central na direção montante/jusante em função do coeficiente de amplificação da pressão hidrostática para o modelo de comportamento frágil na interface betão/rocha (1) e para o modelo bilinear na interface betão/rocha e betão/betão (21) para os vários conjuntos de parâmetros resistentes definidos na Tabela 5.16. Na Tabela 5.17 apresentam-se os fatores de segurança obtidos. Da observação da Figura 5.32 e da análise da Tabela 5.17 verifica-se que uma redução no ângulo de atrito origina uma redução de 22% do fator de segurança associado à amplificação da carga hidráulica. Observa-se igualmente que o modelo de enfraquecimento (Ia-21), apesar de prever um fator de segurança similar ao modelo frágil (Ia-1), apresenta um comportamento diferente a partir de um dado acréscimo de altura de água. Verifica-se que um acréscimo do termo de coesão e da energia de fratura em modo II conduz, em ambos os modelos de interface, a um acréscimo do termo de coesão. Ao contrário do esperado, observa-se que o fator de segurança associado a um modelo com enfraquecimento é 7% inferior ao de um modelo frágil. Assim, tal como apontado anteriormente e ao contrário do expectável, o modelo frágil pode conduzir a fatores de segurança superiores aos obtidos com um modelo mais realista.

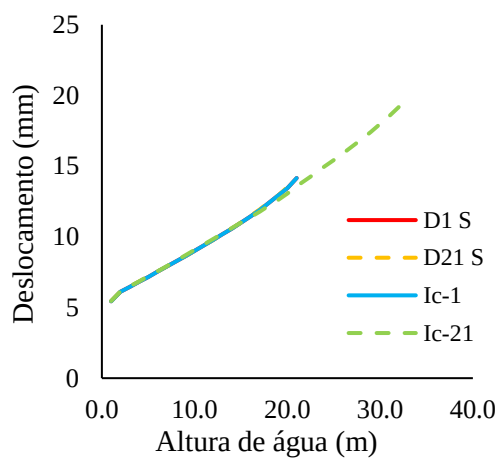
Por fim, verifica-se que, com um acréscimo no termo de energia de fratura em modo II de cerca 100 vezes o valor de referência (Ic), o modelo de contacto com enfraquecimento apresenta um fator de segurança de cerca de 1,72 vezes superior ao fator de segurança associado ao modelo frágil (D1 S). Assim, dado o mecanismo de rotura estar associado a um estado de tensão em compressão/corte, é necessário uma energia de fratura em modo II significativa de modo a que o comportamento do modelo com enfraquecimento seja significativamente diferente do comportamento observado com um modelo frágil, ver Figura 4.8 do Capítulo 4.4.3.



a) Resultados dos modelos D e Ia



b) Resultados dos modelos D e Ib



c) Resultados dos modelos D e Ic

Figura 5.32– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Estudo paramétrico I

Tabela 5.17 - Fatores de segurança – Estudo I

Modelos	Fatores de segurança	
	1	21
D	1,66	1,66
Ia	1,30	1,30
Ib	2,14	1,99
Ic	-	2,83

5.4.3.2 Estudo II

Este estudo teve como ponto de partida os parâmetros resistentes adotados no estudo I, procurando-se identificar adicionalmente a influência de uma possível redução gradual do termo de atrito em função da evolução do dano nos pontos de integração dos elementos de junta.

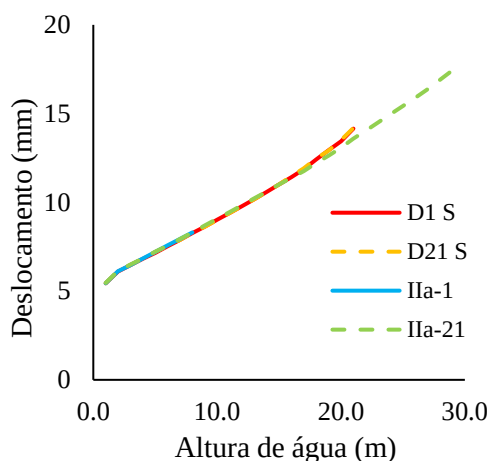
Na Tabela 5.2 apresenta-se o conjunto de propriedades resistentes da interface betão/rocha adotado no estudo II.

Tabela 5.18 - Propriedades resistentes da interface betão/rocha – estudo paramétrico II

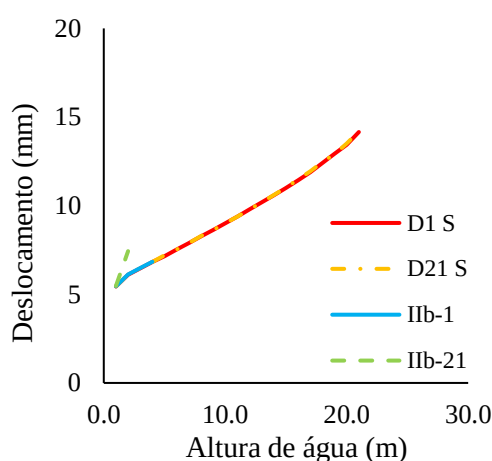
Modelo	f_t [MPa]	c [MPa]	$\tan \varphi$	G_I [N /mm]	G_{II} [N /mm]
D - (Dong) Betão/rocha	0,5	0,9	1,0	19,5	39,0
IIa	-	-	0,7 a 0,4	-	-
IIb	-	5,0	1,0 a 0,4	-	390,0
IIc	-	-	1,0 a 0,4	-	3900,0
IId	-	-	1,0 a 0,4	-	-

Na Figura 5.33 apresenta-se a evolução do deslocamento do bloco central do coroamento, na direção montante/jusante, em função do coeficiente de amplificação da pressão hidrostática, para o modelo de comportamento frágil na interface betão/rocha (1) e para o modelo bilinear nas interfaces betão/rocha e betão/betão (21), para os valores de parâmetros resistentes definidos na Tabela 5.18.

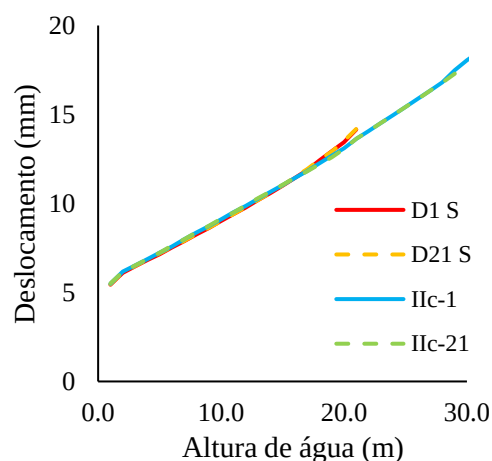
Verifica-se, que com uma redução do termo de atrito durante a evolução do dano nos pontos de integração, os modelos numéricos analisados preveem fatores de segurança mais baixos, ver Tabela 5.17, Tabela 5.19 e Figura 5.33. Observa-se ainda que, com exceção do conjunto de parâmetros em que somente se aumenta a energia de fratura em modo II, o modelo de contacto frágil conduz a fatores de segurança superiores aos obtidos com um modelo com enfraquecimento.



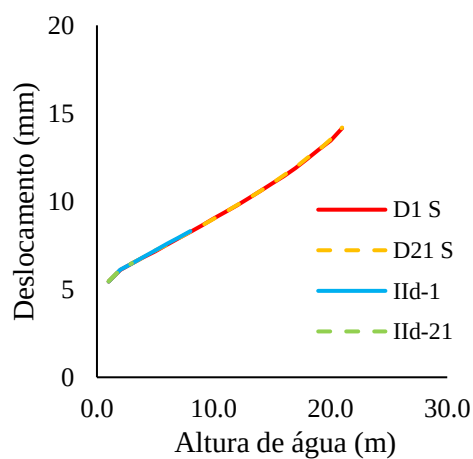
a) Resultados dos modelos D e IIa



b) Resultados dos modelos D e IIb



c) Resultados dos modelos D e IIc



d) Resultados dos modelos D e IId

Figura 5.33– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Estudo paramétrico II

Tabela 5.19 - Fatores de segurança – Estudo II

Modelos	Fatores de segurança	
	1	21
D	1,66	1,66
Ila	1,15	1,09
Ilb	2,11	1,93
Ilc	1,27	1,90
Ild	-	1,12

5.4.3.3 Estudo III

Neste estudo, os parâmetros resistentes da interface betão/rocha tiveram como referência os valores obtidos experimentalmente por Dong et al. (2016) para a interface betão/betão, adotando-se a hipótese de a interface betão/rocha apresentar uma resistência elevada, forçando a que a rotura na interface betão/rocha ocorra no betão.

Tal como no estudo I, mas agora para um conjunto de parâmetros de resistência distintos, procurou-se identificar a influência do termo de atrito, da coesão e da energia de fratura em modo II na resposta da estrutura, quer para um modelo do tipo frágil quer para um modelo com enfraquecimento, ver Tabela 5.2.

Na Figura 5.34 apresenta-se a evolução do deslocamento do bloco central no coroamento, na direção montante-jusante, em função do coeficiente de amplificação da pressão hidrostática para o modelo de comportamento frágil na interface betão/rocha (1) e para o modelo bilinear nas interfaces betão/rocha e betão/betão (21), considerando uma interface betão/rocha com as características definidas na Tabela 5.2 e uma interface betão/rocha com as propriedades do betão indicadas nas Tabelas 5.2 e 5.20 (hipótese III). Tal como esperado, um acréscimo das propriedades resistentes, incluindo a tensão de tração resistente, conduz a um acréscimo de 32% do fator de segurança. Observa-se que, mesmo numa hipótese de junta com um comportamento próximo do betão, o

modelo frágil prevê um fator de segurança ligeiramente superior ao fator de segurança obtido com um modelo com enfraquecimento. Comparativamente ao estudo I, verifica-se que, para um termo de coesão e um valor de tração resistente superior ao valor adotado, uma redução similar no termo de atrito equivalente conduz a um menor acréscimo do fator de segurança, obtendo-se para o modelo com enfraquecimento o mesmo fator de segurança, ver Figura 5.35. Observa-se igualmente que, para um acréscimo do termo de coesão e da energia de fratura obtém-se um fator de segurança mais elevado com um modelo com enfraquecimento do que com o modelo frágil (IIIb), o que se verifica igualmente para a hipótese de cálculo em que a energia de fratura em modo II apresenta um valor superior.

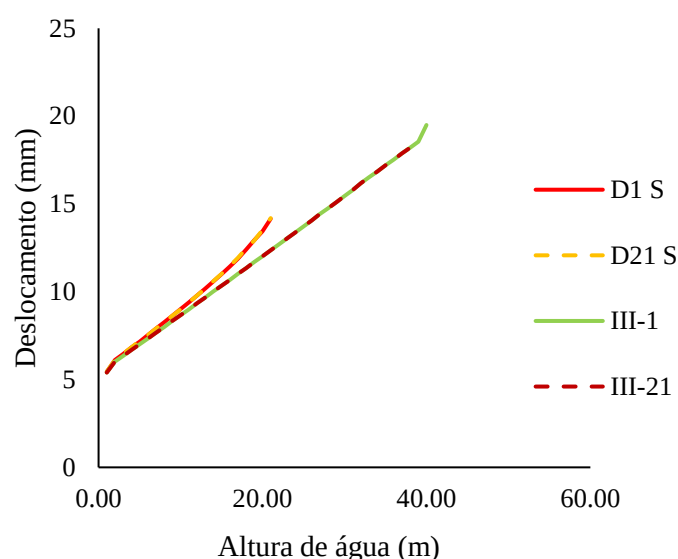
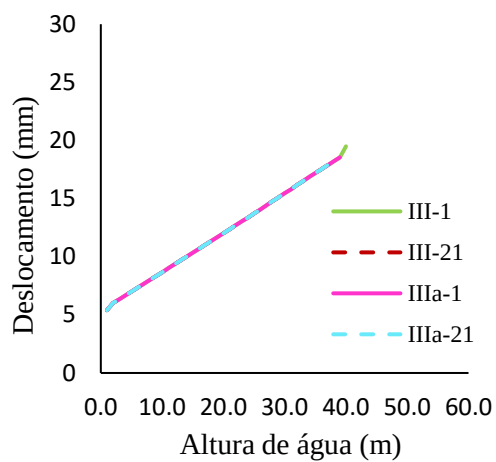


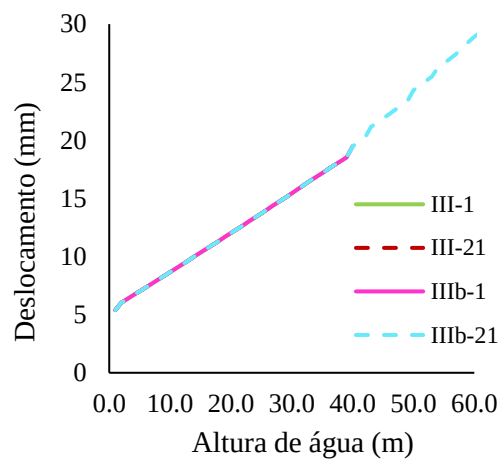
Figura 5.34– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Propriedades da interface betão/betão versus interface betão/rocha

Tabela 5.20 - Propriedades resistentes da interface betão/rocha – estudo paramétrico III

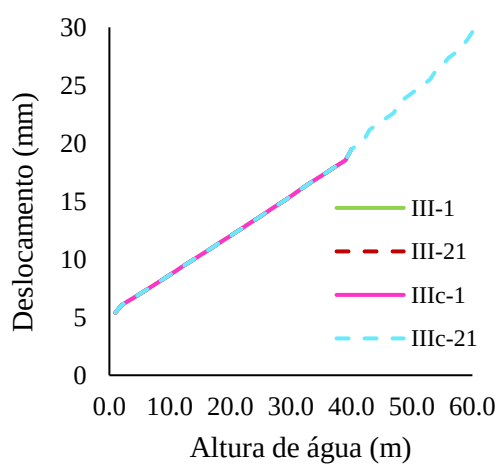
Modelo	f_t [MPa]	c [MPa]	$\tan \varphi$	G_I [N /mm]	G_{II} [N /mm]
III - (Dong) Betão/Betão	2,9	5,1	1,0	87,0	174,0
IIIa	-	-	0,7	-	-
IIIb	-	29,0	-	-	1740,0
IIIc	-	-	-	-	17400,0



a) Resultados dos modelos III e IIIa



b) Resultados dos modelos III e IIIb



c) Resultados dos modelos III e IIIc

Figura 5.35– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Estudo paramétrico III

Tabela 5.21 - Fatores de segurança – Estudo III

Modelos	Fatores de segurança	
	1	21
D	1,66	1,66
III	2,23	2,20
IIIa	2,20	2,20
IIIb	2,23	2,89
IIIc	-	2,83

5.4.3.4 Estudo IV

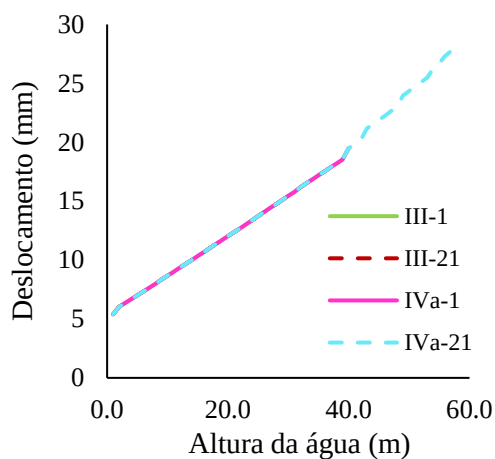
Este estudo teve como ponto de partida os parâmetros resistentes adotados no estudo III, procurando identificar adicionalmente a influência de uma possível redução gradual do termo de atrito em função do valor de dano. Na Tabela 5.2 apresenta-se o conjunto de propriedades resistentes da interface betão/rocha adotados no estudo IV.

Tabela 5.22 - Propriedades resistentes da interface betão/rocha – estudo paramétrico IV

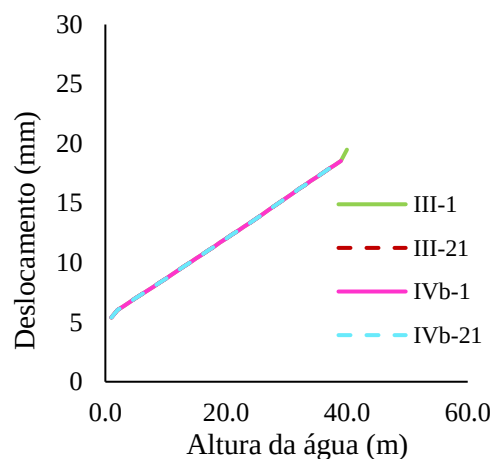
Modelo	f_t [MPa]	c [MPa]	$\tan \varphi$	G_I [N /mm]	G_{II} [N /mm]
III - (Dong) Betão/Betão	2,9	5,1	1,0	87,0	174,0
IVa	-	-	0,7 a 0,4	-	-
IVb	-	29,0	1,0 a 0,4	-	1740,0
IVc			1,0 a 0,4	-	17400,0
IVd	-	-	1,0 a 0,4	-	-

Na Figura 5.36 apresenta-se a evolução do deslocamento do bloco central do coroamento na direção montante/jusante em função do coeficiente de amplificação da pressão hidrostática, para o modelo de comportamento frágil na interface betão/rocha (1) e para o modelo bilinear na interface betão/rocha e betão/betão (21), para os parâmetros resistentes definidos na Tabela 5.22. Verifica-se que com uma redução do termo de atrito durante a evolução do dano no ponto de integração os

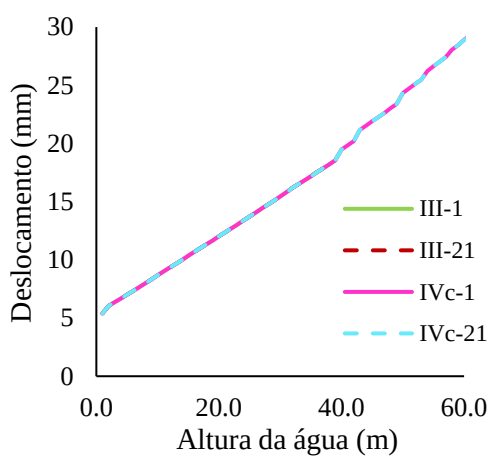
modelos numéricos analisados preveem fatores de segurança mais baixos, ver Tabela 5.21, Tabela 5.23 e Figura 5.36. No entanto, dado os termos de coesão e resistência à tração serem superiores aos valores adotados no estudo II, a redução do fator de segurança associada à degradação do termo de atrito é menos expressiva.



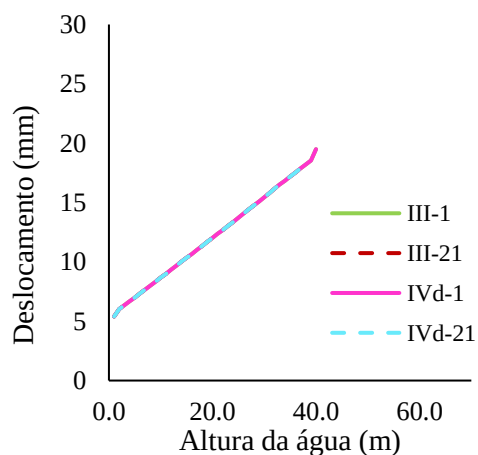
a) Resultados dos modelos III e IVa



b) Resultados dos modelos III e IVb



c) Resultados dos modelos III e IVc



d) Resultados dos modelos III e IVd

Figura 5.36– Deslocamento horizontal do coroamento da barragem durante o processo de aumento da cota da água – Estudo paramétrico IV

Tabela 5.23 - Fatores de segurança – Estudo IV

Modelo	Fatores de segurança	
	1	21
III - (Dong)Betão/Betão	2,23	2,20
IVa	2,20	2,20
IVb	2,89	2,89
IVc	2,23	2,74
IVd	-	2,20

6 CONCLUSÕES

6.1 Aspectos relevantes dos estudos efetuados

Neste trabalho propõe-se a utilização de modelos de fenda discreta para o contacto betão/rocha e betão/betão, para análise da estabilidade de barragens de betão ao deslizamento pela superfície de fundação. Apesar de o modelo constitutivo de enfraquecimento se aproximar do comportamento real das descontinuidades, pois com estes modelos de enfraquecimento obtêm-se resultados próximos dos obtidos experimentalmente em ensaios de tração e de corte em provetes betão/rocha, verifica-se que com modelos do tipo frágil obtêm-se fatores de segurança semelhantes. Note-se, no entanto, que a adoção de um modelo do tipo frágil não implica a realização de uma análise do lado da segurança.

Apresenta-se a metodologia de análise de segurança tradicionalmente adotada na verificação à rotura pela superfície de ligação betão/rocha, baseada no método de redução das resistências para alguns valores elásticos e de resistência. Verifica-se que, para algumas hipóteses de distribuição da pressão, os fatores de segurança obtidos com esta abordagem são inferiores aos valores obtidos com uma análise de segurança com base na majoração da pressão hidrostática, indicando que esta abordagem é muito conservativa para algumas obras.

Verifica-se que um cenário de majoração da parcela hidrostática associado a uma subida de cota de água conduz a fatores de segurança inferiores aos obtidos com um cenário de amplificação direta da parcela de cargas, reduzindo-se esta diferença quando se admite comportamento não linear do betão.

Do estudo paramétrico realizado verifica-se que, tal como expectável, um aumento das propriedades resistentes da interface betão/rocha (propriedades similares às adotadas no betão), conduz a um significativo aumento do fator de segurança associado ao cenário de rotura estudado. O estudo paramétrico realizado mostra que um aumento no termo de atrito leva a um aumento do fator de segurança e que a adoção de um cenário de redução do ângulo de atrito em função do valor de dano conduz, tal como expectável, a valores de segurança inferiores aos obtidos com um modelo em que o termo de atrito é constante. Observa-se ainda que, para garantir que com um modelo com enfraquecimento se obtém um valor de segurança superior ao do modelo frágil, é necessário adotar energias de fratura em modo II bastante superiores aos valores de referência. Os estudos realizados

reforçam a ideia de que um modelo frágil, menos realista, não garante a obtenção de um fator de segurança mais conservativo.

Para a obra em estudo, observa-se ainda que, mesmo na análise mais simplista do método da redução de resistência, é necessário adotar modelos de comportamento não linear do betão de modo a obter fatores de segurança que correspondam a um estado de tensão admissível na barragem.

É importante referir que os parâmetros usados neste trabalho para aplicação dos modelos de enfraquecimento foram os indicados em Dong et al. (2016). Salienta-se ainda que a utilização destes modelos em casos reais requer a realização de ensaios, de preferência durante a fase de construção das barragens, para serem obtidos os parâmetros que correspondem ao caso real a analisar. Apesar de os estudos realizados terem indicado, no caso particular desta obra, que o modelo frágil conduz, em alguns casos, a fatores de segurança da mesma ordem de grandeza dos do modelo com enfraquecimento, verificou-se que o modelo frágil não garante uma solução do lado da segurança. Assim, os termos de energia de fratura em modo I e II definidos experimentalmente são importantes de modo a garantir, em todos os casos, que se obtém um fator de segurança adequado.

6.2 Recomendação para estudos futuros

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

- Introdução das principais falhas e famílias de descontinuidades no modelo do maciço de fundação, que permita a obtenção de cenários de deslizamento mais complexos que envolvam superfícies adicionais à interface betão/rocha analisada;
- Definição da distribuição das subpressões na interface betão/rocha com base na modelação do comportamento hidromecânico, incluindo a presença da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem;
- Modelação do comportamento não linear do betão com base na teoria de dano ou com base em modelos de fenda discreta com malhas aleatórias na análise de estabilidade, adotando o método de amplificação das cargas de modo a obter fatores de segurança mais realistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APA. (2019). *Documentos técnicos de apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)* (1º Edição).
- Azevedo, N. M. (2003). *A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plane and reinforced concrete*. Tese de Doutoramento. Heriot-Watt University, Escócia.
- Azevedo, N. M., & Candeias, M. T. (2014). *Modelação de cenários de ruptura em barragens de betão com um modelo de partículas*. 1–10. 5as Jornadas Portugueas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa, Portugal, 26-28 novembro 2014.
- Azevedo, N. M., Castilho, E., Leitão, N. S., & Farinha, M. L. B. (2019). Modelação da fendilhação por origem térmica de uma barragem de betão em arco. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, III(9), 37–44.
- Azevedo, N. M., & N. Câmara. (2015). Dynamic analysis of concrete dams: fluid structure displacement based interaction models. *Dam Engineering*, XXV, 113–132.
- Bazant, Z. P. (1996). Is no-tension design of concrete or rock structures always safe?-Fracture analysis. *Journal of Structural Engineering*, 122(1), 2–10.
- Brandão, G. F. de C. (2013). *Análise probabilística de segurança de barragens gravidade de betão*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Bretas, E. M., Lemos, J. V., & Lourenço, P. B. (2010). Avaliação da propagação de fissuras na superfície de fundação de barragens gravidade. *12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, Portugal, 26-29 Abril 2010*.
- Caballero, A., Willam, K. J., & Carol, I. (2008). Consistent tangent formulation for 3D interface modelling of cracking/fracture in quasi-brittle materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 197(33–40), 2804–2822.
- CNPGB. (2019). Barragem de Covão do Meio. Retrieved September 12, 2019, from http://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/CovaodoMeiodes.htm
- COBA. (2014). *Aproveitamento Hidroelétrico de Ribeiradio-Ermida. Escalão de Ribeiradio. Plano de primeiro enchimento*. COBA, Lisboa, Março de 2014.
- Costa, C. N. (2007). *Disciplina de Fundamentos de Geotecnia - Introdução à descrição e classificação das rochas*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Dong, W., Wu, Z., & Zhou, X. (2016). Fracture mechanisms of rock-concrete Interface :

- experimental and numerical. *Journal of Engineering Mechanics*, 142(7), 04016040–04016041 a 04016040–11. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0001099](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001099).
- EDP. (2019). Programa Nacional de Barragens. Retrieved September 6, 2019, from https://a-nossa-energia.edp.pt/mais_melhor_energia/programa_nacional_barragens.php
- Farinha, M. L. B. (2010). *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling*. Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Farinha, M. L. B., Azevedo, N. M., & 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.
- Farinha, M. L. B., Lemos, J. V., & Maranha das Neves, E. (2012). Modelação tridimensional das pressões da água na fundação da barragem de Alqueva. *13º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, LNEC, 17-20 Abril 2012*.
- Gioia, P., Bazant, Z. P., & Pohl, B. P. (1992). Is no-tension dam design always safe? - A numerical study. *Dam Engineering*, III(1), 23–34.
- Herzog, M. A. M. (1999). *Practical Dam Analysis*. Retrieved from [https://books.google.pt/books?id=gSSEGJjakBYC&pg=PR2&lpg=PR2&dq=Herzog,+Max+A.+M.+\(1999\)+%22Practical+dam+analysis%22.+Thomas+Telford.&source=bl&ots=VV06l12eu6&sig=ACfU3U1sZlAPRs_53pxAF_pv3K_TjzPs_w&hl=pt-PT&sa=X&ved=2ahUKEwjAocONqcTkAhWnAmMBHaN6BkEQ6AEwB](https://books.google.pt/books?id=gSSEGJjakBYC&pg=PR2&lpg=PR2&dq=Herzog,+Max+A.+M.+(1999)+%22Practical+dam+analysis%22.+Thomas+Telford.&source=bl&ots=VV06l12eu6&sig=ACfU3U1sZlAPRs_53pxAF_pv3K_TjzPs_w&hl=pt-PT&sa=X&ved=2ahUKEwjAocONqcTkAhWnAmMBHaN6BkEQ6AEwB)
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. John Wiley & Sons, Londres, Inglaterra.
- Hohberg, J. (1992). *A joint element for the nonlinear dynamic analysis of arch dams*. Tese de Doutoramento, Institute of Structural Engineering, ETH, Zurique, Suíça.
- ICOLD. (1995). *Dam failures. Statistical analysis*. Internacional Comission on Large Dams, Paris.
- ICOLD. (2019). ICOLD. Retrieved September 7, 2019, from <https://www.icold-cigb.org/>
- INAG. (2001). *Curso de exploração e segurança de barragens*. Lisboa, Instituto da Água.
- ISRM. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(6):319-368. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)91476-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)91476-1)
- ISRM. (1981). *Rock characterization. Testing and monitoring* (E. T. Brown, Ed.). Pergamon Press.
- Jansen, R. B. (1983). *Dams and public safety*. A water resources technical publication. U.S

Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

- Lemos, J. V., & Lamas, L. (2013). *Contribuição de Manuel Rocha para a mecânica das rochas e as fundações de barragens* (LNEC, Ed.). Lisboa.
- Moreira, L. (2015). *Tratamento de maciços de fundação de barragens com injeção de caldas de cimento. Análises de percolação*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto, Porto.
- NOIB. (1993). *Normas de Observação e Inspeção de Barragens*. Anexo à portaria nº 847/93, de 10 de Setembro, Diário da República.
- Oliveira, A. M. dos S., & Brito, S. N. A. (1998). *Geologia de Engenharia*. ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.
- Oliveira, S., & Faria, R. (2016). *Numerical Simulation of collapse scenarios in reduced scale tests of arch dams*. Engineering structures 28(10) 1430-1439.
- Oliveira, Sérgio, Silvestre, A., & Câmara, R. (2014). *Barragem de Ribeiradio. Verificação da segurança estrutural para ações estáticas e dinâmicas*. Relatório LNEC 419/2014-DDB/NMMR.
- Pande, G. N., Beer, G., & Williams, J. R. (1990). *Numerical methods in rock mechanics*. UK: John Wiley & Sons.
- Rocha, M. (1981). *Mecânica das Rochas* (LNEC, Ed.). Lisboa.
- Rokugo, K., Iwasa, M., Suzuki, T., & Koyanagi, W. (1989). *Testing method to determinate tensile strain softening and fracture energy of concrete*. Fracture Toughness and Fracture Energy, Balkema. pp 153-163.
- RSB. (2018). *Regulamento de Segurança de Barragens*. Decreto-Lei nº21/2018, de 28 de março, Diário da República.
- Schnitter, N. J. (1994). *A history of dams - The useful pyramids*. A.A. Balkema.
- Scvhistory. (2019). scvhistory. Retrieved July 3, 2019, from https://scvhistory.com/scvhistory/historychannel_stfrancisdam.htm
- SimScience. (2019). Cracking Dams. Retrieved July 6, 2019, from http://www.lassp.cornell.edu/sethna/SimScience/cracks/intermediate/grav_hist1.html
- Thomas, H. H. (1979). *The Engineering of Large Dams*. John Wiley & Sons, Londres, Inglaterra.
- USBR. (1987). *Design of small dams. A water resources technical publication*. U.S Department of

the Interior, Bureau of Reclamation.

USBR. (1998). *Concrete dams. Case histories of failures and nonfailures with back calculations.*

U.S Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Dam safety office.DSO-98-05.

Wikipedia. (2019). Wikipedia. Retrieved July 2, 2019, from https://pt.wikipedia.org/wiki/Represa_Hoover

ANEXO 1 – VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO PROGRAMA PARMAC3D-FFLOW

De modo a verificar e validar o modelo numérico utilizado nesta dissertação (Parmac3D-FFlow), analisaram-se três estruturas distintas. Na análise das duas primeiras estruturas, uma consola e um pórtico, considerou-se apenas o comportamento mecânico, e na análise da terceira considerou-se o comportamento hidromecânico.

Estas três estruturas foram modeladas e analisadas nas fases primordiais desta dissertação. Foram consideradas geometrias simples, com o intuito de aprender a trabalhar com o módulo computacional, preparar os ficheiros de dados, correr o programa e analisar resultados, adquirir sensibilidade aos valores dos parâmetros mecânicos e hidráulicos considerados nos cálculos, bem como precaver lapsos futuros em modelos mais sofisticados.

Os resultados obtidos com o programa Parmac3D-FFlow foram comparados com soluções analíticas, de modo a verificar os parâmetros inseridos e os resultados obtidos.

A1.1 Consola

Descrição do modelo numérico

A Figura A.1 apresenta a geometria adotada para o modelo de uma consola. Na mesma figura é apresentada a origem dos eixos globais da estrutura adotada. A consola tem a geometria de um prisma quadrangular com 10 m de comprimento e secção transversal com 1 m de aresta.

Quanto às condições de fronteira, considera-se que o sólido está encastrado na face esquerda, no plano y-z, encontrando-se impedidos nessa face as rotações e deslocamentos em todas as direções. Aplicou-se uma força distribuída de 24 kN/m, atuando na direção vertical no sentido de cima para baixo, equivalente ao peso próprio da estrutura.

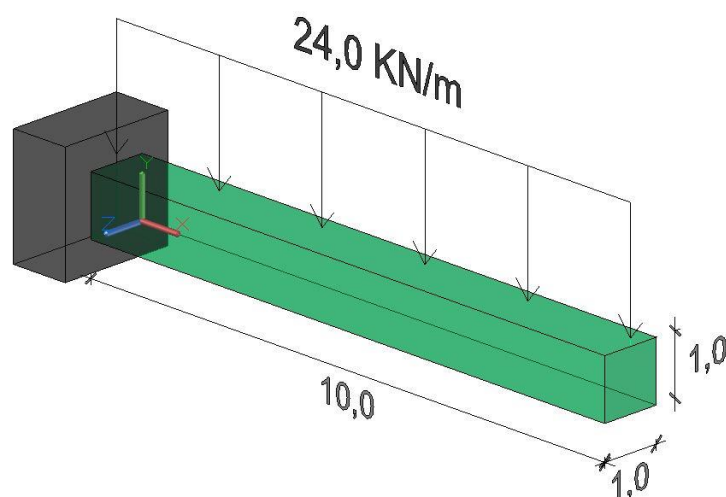


Figura A.1 – Modelo geométrico da consola

As características mecânicas adotadas para a consola estão indicadas na Tabela A.1.

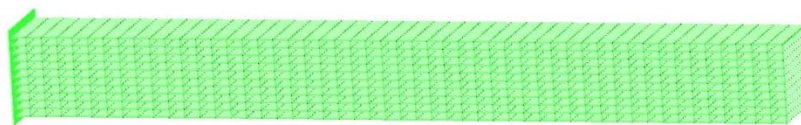
Tabela A.1 – Características mecânicas da consola

Módulo de Young E (GPa)	30,0
Coeficiente de poisson ν	0,15
Peso específico do betão ρ_c (kN/m ³)	2400

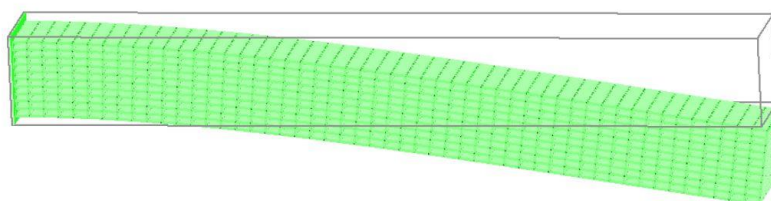
Recorrendo ao programa de cálculo, Parmac3D-FFlow, o domínio foi dividido num conjunto de elementos de igual geometria, considerando planos igualmente distanciados entre si em cada direção, dando origem a hexaedros iguais com 20 cm de comprimento e com a secção transversal de um quadrado com 10 cm de aresta.

Após discretizada a consola no programa de cálculo, como representado na Figura A.2 a), obtém-se um sólido composto por 5000 blocos e 6171 pontos nodais.

De modo a verificar o desempenho do programa Parmac3D-FFlow, os deslocamentos (δ) e as tensões (σ) obtidas, são comparados com a solução analítica. A Figura A.2 b), obtida com o modelo numérico, representa a deformada da consola devida ao seu peso próprio. Saliente-se que o deslocamento está ampliado 100 vezes para permitir a sua visualização.



a) Modelo não deformado.



b) Modelo deformado.

Figura A.2 – Modelo numérico de consola na situação indeformada e na situação deformada sob a ação do peso próprio (deslocamento ampliado 100 vezes)

Solução analítica

A partir da teoria de vigas, o deslocamento da extremidade livre da viga é dado por:

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

em que p representa a carga uniforme aplicada (kN/m), l representa o comprimento da consola, E representa o módulo de Young (kPa) e I representa o momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo z (m⁴).

Com base na mesma teoria, a tensão normal para uma dada coordenada y é dada por:

$$\sigma_x = \frac{M}{I} y \quad (\text{A.2})$$

onde M é o momento fletor calculado (kNm), I é o momento de inércia da secção transversal, em relação ao eixo z (m⁴).

Análise de resultados

De modo a validar o modelo, os resultados obtidos com o programa Parmac3D-FFlow, são comparados com a solução analítica.

Na Tabela A.2 apresenta-se o deslocamento na extremidade livre da consola obtido com o programa de cálculo e a partir da equação A.1. Foi possível atingir uma pequena diferença entre os dois resultados através do refinamento da malha, aumentando o número de blocos, o que fez convergir o resultado numérico para a solução analítica. Uma malha mais refinada conduz a um valor mais próximo da solução analítica; contudo, é importante ter em conta o tempo de execução do programa, pois este aumenta com o aumento da discretização da malha fazendo com que, a partir de um determinado refinamento, o tempo de cálculo não se justifique face à precisão dos valores obtidos.

Tabela A.2 – Deslocamento na extremidade livre da consola

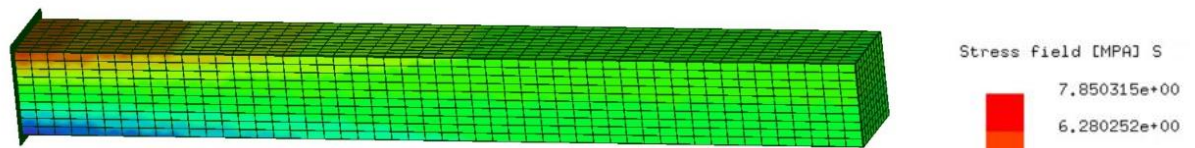
Parmac3D-FFlow δ (mm)	11,9
Solução analítica δ (mm)	12,0

Na Tabela A.3 apresentam-se as tensões máximas de tração na estrutura obtidas com o modelo numérico e por via analítica.

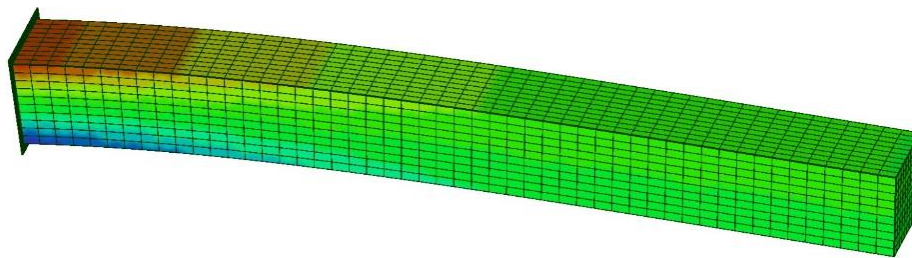
Tabela A.3 – Tensão de tração na fibra superior da consola junto ao encastramento

Parmac3D-FFlow (kPa)	7850
Solução analítica (kPa)	7200

Na Figura A.3 apresenta-se o campo de tensões da consola (Figura A.3 a) na direção x e o mesmo campo de tensões na estrutura deformada (Figura A.3 b). No cálculo das tensões com a equação A.2, tem de se ter em conta o sinal de y, sendo positivo para as tensões na fibra superior (tração) e negativo para as tensões na fibra inferior (compressão). Na Figura A.3 b), representa-se o deslocamento vertical na extremidade livre da consola no sentido do peso próprio aplicado, obtendo-se na face superior próximo do encastramento fibras tracionadas (valores de tensão positivos) e na face inferior fibras comprimidas (valores de tensão negativos). É de salientar que o deslocamento está ampliado 100 vezes para permitir a sua visualização.



a) Campos de tensões na consola



b) Campo de tensões na consola deformada

Figura A.3 – Campo de tensões e representação do deslocamento da consola devido ao efeito do peso próprio

A1.2 Pórtico

Descrição do modelo numérico

Na Figura A.4 indicam-se as dimensões adotadas no modelo de um pórtico constituído por dois pilares com 10 m de altura e uma viga com 12 m de comprimento. Tanto os pilares como a viga têm secção transversal quadrada com 1 m de aresta.

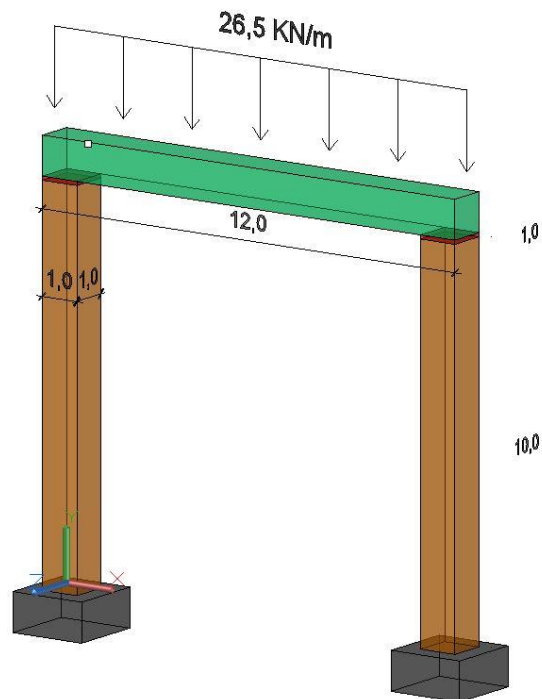


Figura A.4 – Modelo geométrico do pórtico

Os pilares são constituídos por um material diferente do da viga (Tabela A.4). Quanto às condições de fronteira, considerou-se no modelo numérico que os pilares são encastrados nas bases e as ligações viga-pilar não são perfeitamente encastradas nem simplesmente apoiadas. Na Figura A.5 observa-se a interface viga-pilar; este elemento de interface foi implementado de modo a simular a ligação viga-pilar, sendo possível a modificação dos parâmetros que definem a ligação. O peso próprio é imposto na viga através de uma força distribuída aplicada na direção -y, como se indica na Figura A.4.

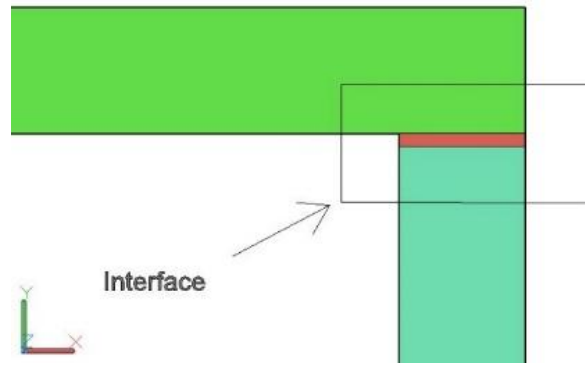


Figura A.5 – Interface viga-pilar

A solução analítica teve em consideração duas ligações viga-pilar: i) encastrada e ii) simplesmente apoiada. Para efeitos de comparação, analisaram-se com o programa Parmac3D-FFlow três modelos diferentes, alterando os parâmetros da interface viga-pilar. O primeiro modelo simula uma ligação rígida, o segundo modelo uma ligação flexível e no terceiro modelo considerou-se comportamento não linear dos elementos de interface viga-pilar. Os valores obtidos a partir dos modelos numéricos devem estar contidos no intervalo de valores fornecidos pelas soluções analíticas de viga simplesmente apoiada e viga encastrada.

Tabela A.4 - Características mecânicas do pórtico

Material	Viga	Pilares
Módulo de Young E (GPa)	20,0	40,0
Coeficiente de Poisson ν	0,20	0,20
Peso específico do betão ρ_c (kN/m ³)	2650	2650

Na Tabela A.5 são apresentados os valores adotados para a rigidez normal (kn) e de corte (kt) da interface, que estabelecem a ligação viga-pilar, para os diferentes modelos computacionais apresentados. A rigidez normal e de corte são determinadas a partir do módulo de Young (E) e do módulo de distorção (G), sendo G igual a $0.4E$. Desta forma, a rigidez de corte é igual a 0.4 da rigidez normal. No modelo simplesmente apoiado, diminuiu-se a rigidez normal e de corte de modo a simular uma ligação mais flexível.

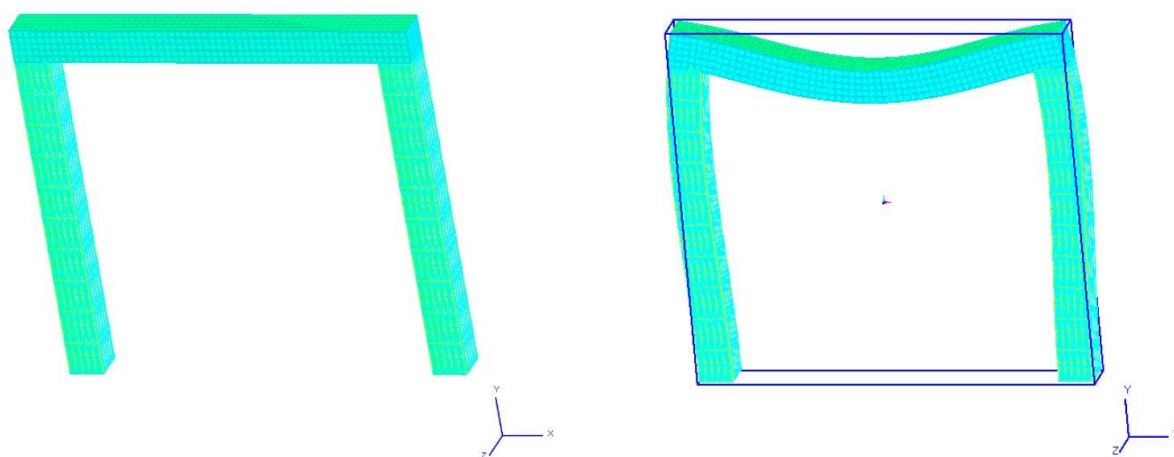
No modelo não linear, em que as tensões não dependem linearmente das deformações, admitiu-se uma tensão de corte máxima igual a 2 MPa.

Tabela A.5 – Coeficientes de rigidez normal e de corte na interface pilar-viga

Interfaces	kn [GPa/m]	kt [GPa/m]
Rígida	40,0	16,0
Flexível	0,4	0,16
Não linear	40,0	16,0

O domínio foi discretizado em blocos cúbicos com 0,2 m de aresta para os três modelos analisados, englobando 2000 cubos, 13932 pontos nodais e 50 elementos de interface nas ligações viga-pilar.

A Figura A.6 apresenta o modelo do pórtico na situação indeformada e na situação deformada sob ação do peso próprio da viga. Foi aplicado um aumento de escala de cerca de 1000 vezes o valor real do deslocamento, de modo a se obter uma melhor percepção da deformação do pórtico.

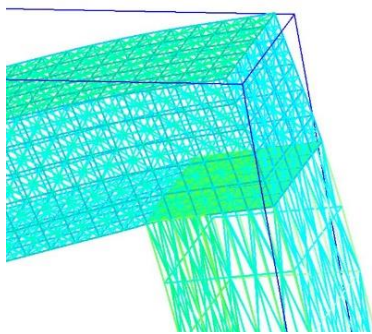


a) Pórtico não deformado

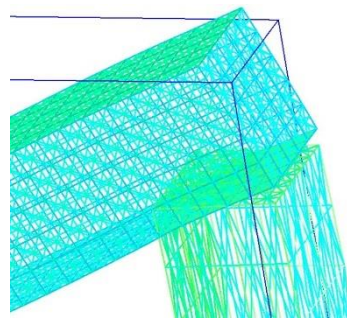
b) Pórtico deformado

Figura A.6 - Modelo numérico do pórtico na situação indeformada e na situação deformada devido ao peso próprio da viga (deformada ampliada cerca de 1000 vezes)

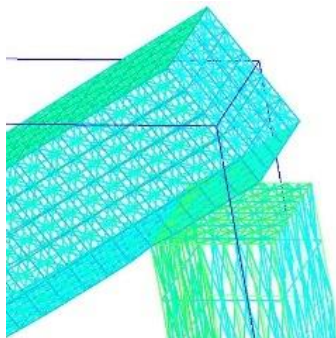
Na Figura A.7 estão representados os elementos de interface dos três modelos. Os valores de tensões e deslocamentos obtidos através do Parmac3D-FFlow diferem nos três modelos, sendo os elementos de interface a única diferença entre os três modelos.



a) Modelo interface rígida



b) Modelo de interface flexível



c) Modelo de interface não linear

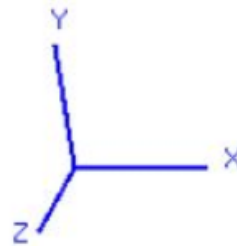


Figura A.7 – Deformadas obtidas com diferentes propriedades da interface de ligação viga-pilar

Analisando cada interface independentemente (Figura A.7), pode-se observar que no modelo com interface rígida a viga e o pilar não sofrem deslocamentos relativos, representando um modelo em que a ligação viga-pilar se aproxima da situação encastrada. No modelo de interface flexível, verifica-se uma diferença significativa de deformações entre a viga e o pilar, aproximando-se de um modelo em que a ligação é apenas apoiada, permitindo a rotação. Por último, no modelo de interface não linear em que é imposta uma tensão máxima de corte, verifica-se que os nós do pilar sofrem um deslocamento vertical em relação à viga e também sofrem um deslocamento segundo a direção x, com deslizamento da viga.

Solução analítica

Na Figura A.8 estão representados os dois modelos base da solução analítica, uma viga bi-encastada e uma viga bi-apoiada.



Figura A. 8 – Modelos analíticos de ligação de viga-pilar

Os correspondentes deslocamentos a meio vão foram calculados com base na teoria de vigas. Para a solução bi-encastada, (Equação A.5) e para a solução bi-apoiada (Equação A.6), tem-se:

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

$$\delta = \frac{5 p l^4}{384 E I} \quad (\text{A.6})$$

onde p representa a força aplicada (kN/m), l o comprimento da viga do pórtico (m), E o módulo de Young (kPa) e I o momento de inércia da secção transversal ao eixo z (m⁴). É de salientar que, apesar de a viga ter 12 m de comprimento total, o comprimento considerado no cálculo é de 11 m, pois considera-se que os apoios da viga se encontram na intersecção dos eixos dos pilares com o eixo da viga.

De acordo com a teoria de vigas, as tensões nas fibras superiores e inferiores de uma sujeita secção sujeita a um dado momento fletor M podem ser calculadas a partir de:

$$\sigma_x = \frac{M}{I} y \quad (\text{A.7})$$

onde M é o momento fletor calculado (kNm), I é o momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo z (m⁴), e y designa o afastamento das fibras extremas relativamente ao eixo neutro (m).

Análise de resultados

De modo a validar o modelo numérico a solução analítica é comparada com o resultado numérico.

Ao contrário do modelo numérico, no qual é possível alterar a rigidez da ligação viga-pilar de modo a calibrá-lo, no modelo analítico tal não é possível. Atendendo às equações A.5 e A.6, verifica-se que os deslocamentos calculados no modelo bi-apoiado são cinco vezes superiores aos do modelo encastrado.

Conhecendo deslocamentos calculados analiticamente, é possível balizar todos os deslocamentos possíveis para a viga em estudo, independentemente do valor de rigidez adotado, encontrando-se incluídos neste intervalo os resultados dos três modelos numéricos estudados (ver Tabela A.6).

Tabela A.6 - Deslocamentos a meio vão da viga calculados analiticamente e com o modelo numérico (discretização igual nos três modelos adotados)

	Modelo	Deslocamento (mm)
Analítico (mm)	Encastrado	0,61
	Apoiado	3,05
Parmac3D-FFlow (mm)	Interface rígida	1,13
	Interface flexível	1,94
	Interface não linear	2,04

Observa-se que, quanto mais rígidos são os apoios e os materiais da estrutura, menores são os deslocamentos. Nas equações A.5 e A.6, a rigidez de flexão é dada por EI , sendo inversamente proporcional ao deslocamento. Como a estrutura real não é encastrada nem apoiada, os valores dos deslocamentos obtidos com o programa Parmac3D-FFlow estão compreendidos entre os dois valores limite da solução analítica.

Comparando os três modelos, constata-se que todos apresentam um deslocamento a meio vão diferente (Figura A.9). O modelo de interface rígida, como se mostra na Tabela A.6, apresenta um deslocamento positivo nos apoios do tipo alavanca e um deslocamento negativo a meio vão menor que os demais, devido ao facto de apresentar uma interface mais rígida. No modelo de interface flexível, verifica-se que há um aumento dos deslocamentos, tal como expectável, em relação ao modelo de interface rígida. No modelo de interface não linear, podemos observar que o

deslocamento nos apoios é bastante superior aos dos modelos de interface rígida e flexível, embora a meio vão o deslocamento seja relativamente próximo do modelo com interface flexível.

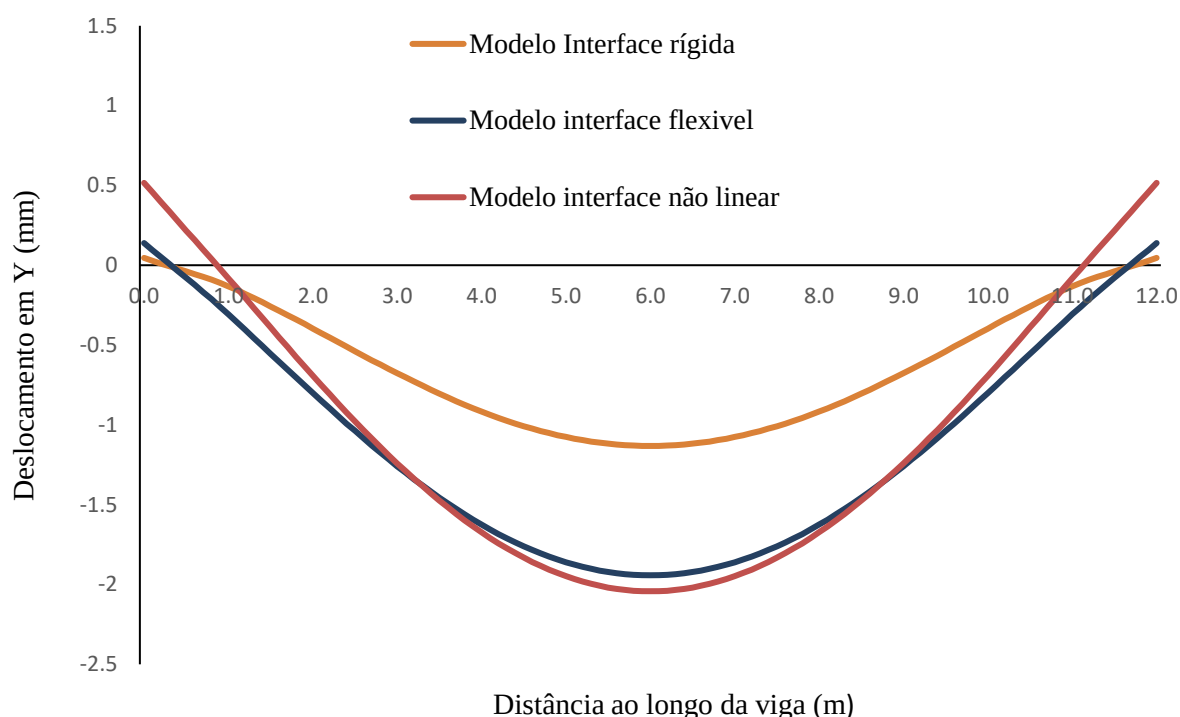


Figura A.9 – Deslocamentos na viga referentes aos 3 modelos estudados

Assim, verifica-se que os resultados dos três modelos analisados com o Parmac3D-FFlow para simular a estrutura real estão compreendidos entre as soluções analíticas. Tal era expectável, uma vez que as soluções analíticas consideram $EI = 0$ para a viga apoiada e $EI = \infty$ para a viga encastrada, sendo estas as situações limites do modelo em estudo.

As tensões também foram tidas em conta nesta análise, tendo sido calculadas a partir da Equação A.7 para posterior comparação com a solução obtida no programa numérico Parmac3D-FFlow. Na Tabela A.7, os valores máximos da tensão a meio vão da viga são apresentados em módulo, salientando-se o facto de nessa secção as tensões serem negativas nas fibras superiores da viga, uma vez que estas fibras se encontram comprimidas, e, positivas nas fibras inferiores da viga, pois estas encontram-se tracionadas.

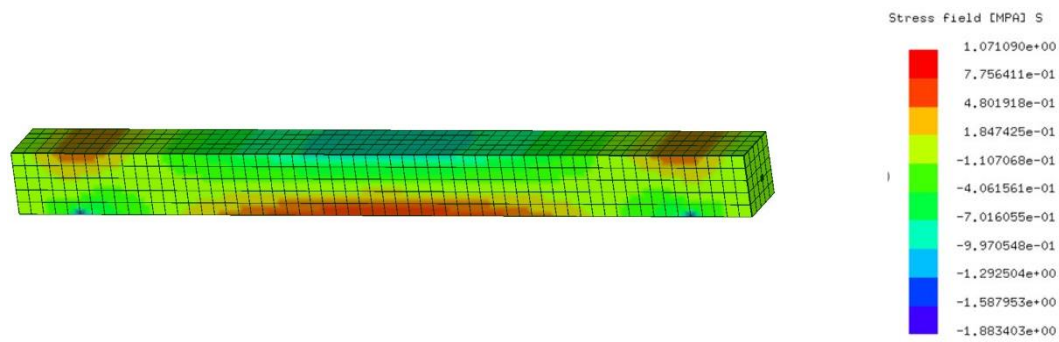
Tabela A.7 – Tensões a meio vão da viga

	Modelo	Tensão a meio vão da viga (KPa)	
		Fibra Superior	Fibra Inferior
Analítico	Encastrado	-2404,88	2404,88
	Apoiado	-801,63	801,63
Parmac3D-FFlow	Interface rígida	-1132,24	1071,09
	Interface flexível	-1628,65	1588,55
	Interface não linear	-1874,70	1854,91

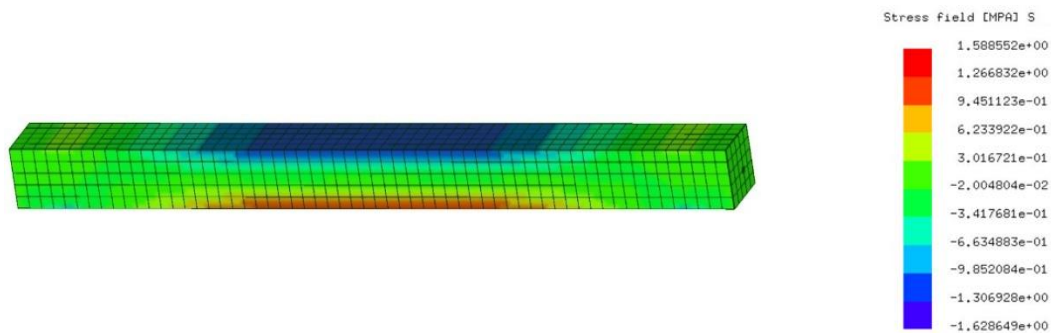
Através da equação A.7, conclui-se que o modelo bi-encastrado conduz a uma tensão máxima na viga inferior à do modelo bi-apoiado. Uma vez que, segundo a Lei de Hooke, o deslocamento é proporcional às tensões, o modelo de interface não linear exibe maior deslocamento a meio vão apresentando igualmente maiores tensões.

Como expectável, verifica-se na Tabela A.7 que os valores das tensões obtidos no modelo numérico estão contidos no intervalo de valores das duas soluções obtidas através do cálculo analítico. Posto isto, constata-se a influência dos elementos de interface na simulação da estrutura real, alterando os seus parâmetros mecânicos. Salienta-se mais uma vez que a única diferença entre os três modelos estudados são as características mecânicas dos elementos de interface.

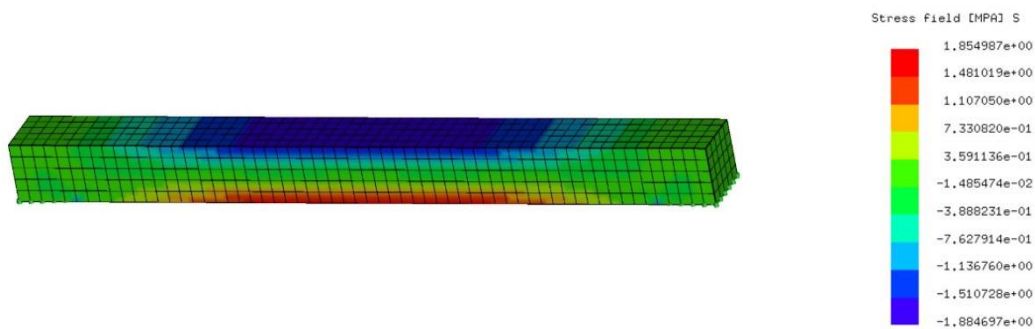
A Figura A.10 apresenta as tensões na viga na direção x. Como referido anteriormente, pode-se constatar que as fibras superiores estão comprimidas, correspondendo a um valor negativo de tensão e as fibras inferiores estão tracionadas, correspondendo a um valor positivo.



a) Modelo de interface rígida



b) Modelo de interface flexível



c) Modelo de interface não linear

Figura A.10 – Campo de tensões segundo a direção x

Na Figura A.10, analisam-se as tensões dos diferentes modelos utilizados neste estudo, observando-se que o modelo com maior deslocamento corresponde o modelo com maior valor de tensão.

Na Figura A.10 observa-se ainda que as fibras superiores e inferiores da secção de meio vão da viga têm aproximadamente o mesmo valor de tensão, mas com sinal oposto, registando-se os maiores valores de tensão a meio vão para os modelos de interface flexível e interface não linear.

No modelo de interface rígida, a maior tensão de compressão registada não ocorre a meio vão, mas sim no limite do elemento de interface que estabelece a ligação viga-pilar, devido à elevada rigidez imposta na ligação, tal como se mostra na Figura A.11. Posto isto, devido ao maior grau de encastramento da ligação viga-pilar no modelo de interface rígida, as tensões instaladas nessa ligação são maiores do que nas ligações dos restantes modelos analisados.

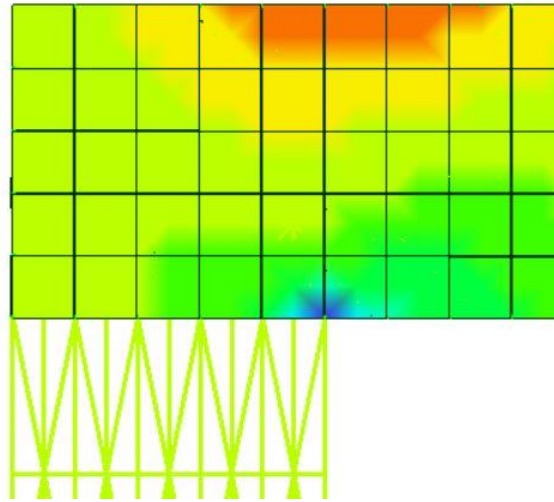


Figura A.11 – Campo de tensões segundo x no modelo de interface rígida

A1.3 Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal

Descrição do modelo numérico

O modelo hidromecânico utilizado neste estudo, Parmac3D-FFlow, permite que a interação entre o comportamento hidráulico e o comportamento mecânico seja estudado de uma forma acoplada. O modelo mecânico adotado é de natureza discreta, sendo cada bloco do modelo discretizado em tetraedros, de modo a simular a sua deformabilidade.

Na Figura A.12 apresenta-se a estrutura adotada nesta análise, sendo composta por seis blocos. O comprimento total da estrutura é 3 m e a sua altura é de 0,5 m. Admite-se que os blocos são impermeáveis e que o escoamento se processa apenas por um sistema de descontinuidades que se encontram interligadas. Os blocos estão separados por duas descontinuidades verticais impermeáveis e uma horizontal permeável. O escoamento ao longo desta interface depende do fator de permeabilidade adotado.

De modo a validar o modelo hidromecânico analisaram-se quatro modelos distintos. Para os três primeiros modelos, o peso próprio é a única carga aplicada, sendo o fator de permeabilidade adotado a única diferença entre os três modelos. Para o primeiro modelo, o fator de permeabilidade é homogêneo ao longo da interface horizontal. Para o segundo e terceiro modelos é considerada uma heterogeneidade na zona central da descontinuidade, adotando-se um fator de permeabilidade igual a duas vezes (modelo 2) e metade (modelo 3) do fator de permeabilidade adotado no modelo 1. O quarto modelo considera, para além do peso próprio, uma carga vertical no topo do bloco central e um fator de permeabilidade homogêneo ao longo da interface horizontal. Para os primeiros três modelos adotou-se uma aceleração gravítica de $10,0 \text{ m/s}^2$. No modelo 4, de modo a simular uma zona da estrutura em que o peso próprio não é homogêneo em toda a sua extensão, adotou-se um valor teórico de $25\,000 \text{ m/s}^2$ para o bloco superior central, equivalente a uma carga vertical aplicada de $15\,000 \text{ KN/m}$ aplicada no topo do bloco central.

A Figura A.12 a) representa a geometria adotada para os três primeiros modelos, sendo o fator de permeabilidade adotado para a interface entre blocos responsável pela diferença entre modelos. A figura A.12 b) representa a geometria adotada e a carga aplicada para o quarto modelo.

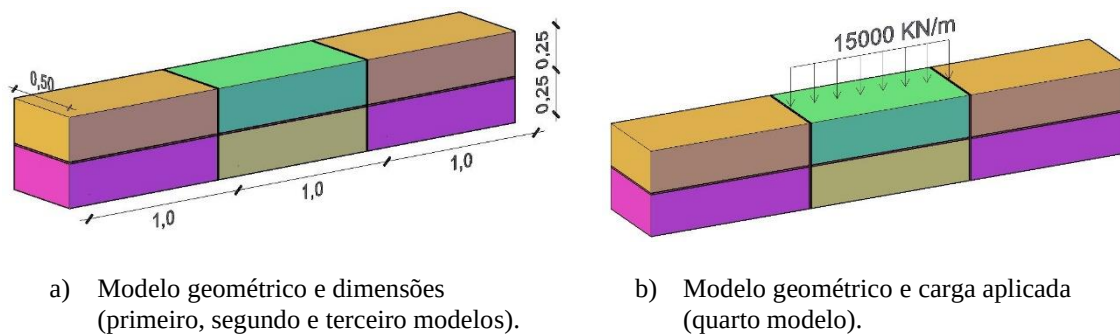


Figura A.12 – Modelo geométrico

Este estudo tem como finalidade analisar a influência do fator de permeabilidade e do peso próprio na pressão da água e nos caudais ao longo da descontinuidade horizontal. Numa primeira fase, o programa executa o cálculo hidráulico e posteriormente executa o modelo hidromecânico acoplado.

Considerando o modelo mecânico, adotaram-se como condições de fronteira o deslocamento horizontal e vertical nulo na base da estrutura. Em todos os pontos nodais do modelo os deslocamentos horizontais e as rotações foram impedidas. Assim, as juntas verticais do modelo apresentam apenas deslocamentos relativos de corte.

Na Tabela A.8 apresentam-se as características do material dos blocos.

Tabela A.8 – Propriedades dos materiais

Material	Blocos
Módulo de Young E (GPa)	20,0
Coefficiente de Poisson ν	0,20
Peso específico do betão ρ [kN/m ³]	2650

Na Tabela A.9 são apresentados os valores adotados para a rigidez normal e de corte da interface, que estabelece a ligação entre os blocos. A rigidez normal e de corte estão relacionadas através do módulo de Young (E) e a rigidez de torção (G), onde G é igual a $0.4E$. Desta forma, a rigidez de corte é igual a 0.4 da rigidez normal.

Tabela A.9 – Coeficientes de rigidez normal e de corte das interfaces

Interfaces entre blocos	k_n [GPa/m]	k_t [GPa/m]
Interfaces verticais	20,0	0,0
Interfaces horizontais	20,0	8,0

Na Figura A.13 estão representadas as interfaces horizontais e verticais do modelo numérico e o sentido de escoamento da água, atendendo às condições de fronteira hidráulicas que se apresentam de seguida.

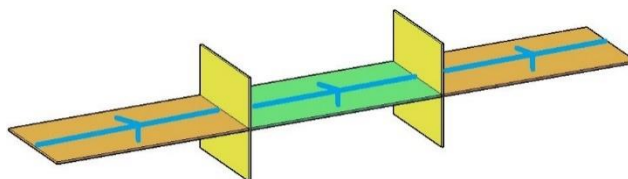


Figura A.13 – Interfaces e sentido de escoamento da água

Nas ligações entre os blocos adotou-se uma interface cujo modelo é não-linear de Mohr-Coulomb, de modo a simular a ligação entre os elementos da estrutura. Nos elementos de interface verticais adotou-se um valor nulo de rigidez ao corte, permitindo o deslizamento entre os blocos.

No modelo hidráulico, admitiu-se uma pressão equivalente a 2500 m de altura de água na face lateral esquerda do modelo (25 MPa) e uma pressão imposta equivalente a 500 m de altura de água na face lateral direita do modelo (5 MPa), originando escoamento na interface horizontal de sentido da esquerda para a direita.

Na Tabela A.10 apresentam-se as propriedades hidráulicas dos canais de escoamento para o modelo 1, sendo o coeficiente de permeabilidade o dobro para o modelo 2 ($1,66 \times 10^8 \text{ MPa}^{-1}\text{s}^{-1}$) e metade par o modelo 3 ($0,415 \times 10^8 \text{ MPa}^{-1}\text{s}^{-1}$).

Tabela A.10 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento

Canal de escoamento	k_w [GPa]	k_{CE} [$\times 10^8 \text{ MPa}^{-1}\text{s}^{-1}$]	a_0 (mm)	$a_{\max}$ (mm)	$a_{\min}$ (mm)
Descontinuidade horizontal	2,2	0,830	$8,34 \times 10^{-5}$	$5 \times a_0$	$\frac{1}{3} \times a_0$

De modo a verificar e validar o programa de cálculo, Parmac3D-FFlow, foram analisadas as pressões e os caudais, considerando a influência da abertura hidráulica da interface horizontal e a permeabilidade.

O modelo numérico utilizado, apresentado na Figura A.14, foi discretizado originando 2487 tetraedros, correspondendo a 949 pontos nodais e 334 elementos de interface para estabelecer as ligações entre os blocos. O modelo hidráulico é representado por uma interface horizontal, que depois de discretizada, dá origem a elementos triangulares planos, originando 152 nós hidráulicos e 738 canais de escoamento. A Figura A.14 a) representa o modelo mecânico e a Figura A.14 b) representa o modelo hidráulico.

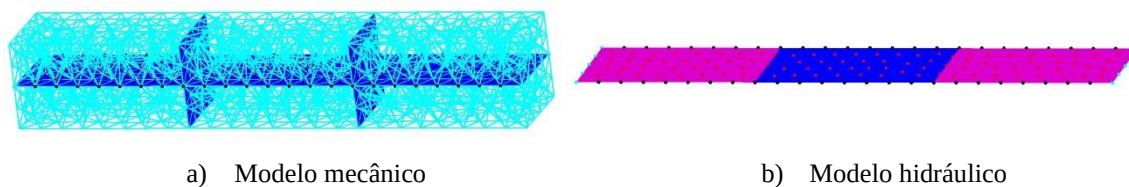


Figura A.14 – Modelo numérico

As Figuras A.15 a) e A.15 c) representam a deformada mecânica dos blocos, quando o peso próprio dos blocos é a única carga aplicada. As Figuras A.15 b) e A.15 d) representam a deformada do modelo hidromecânico acoplado, ou seja, nesses casos é tida simultaneamente em consideração a deformada promovida pelo peso próprio dos blocos e pela pressão da água exercida na descontinuidade.

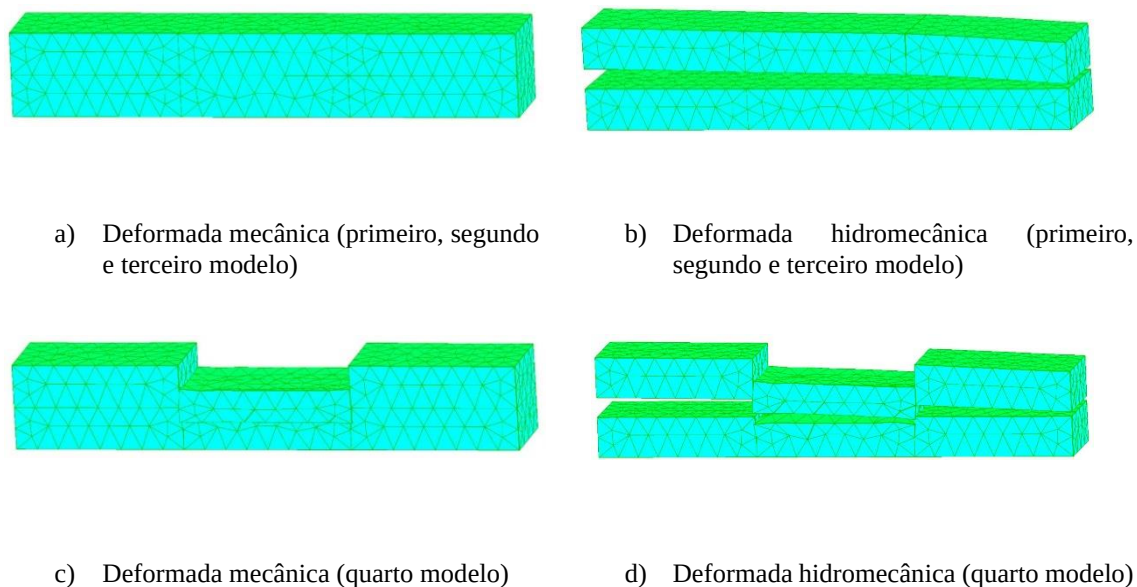


Figura A.15 – Deformada dos blocos (ampliada 1000 vezes)

Análise de resultados

Como referido anteriormente, o cálculo foi dividido em duas fases, numa primeira fase realiza-se apenas o cálculo hidráulico e numa segunda fase é executado o modelo hidromecânico acoplado, onde o modelo mecânico é sobreposto ao modelo hidráulico. Nas Figuras A.16 e A.17 apresentam-se as pressões da água ao longo da descontinuidade horizontal para os quatro modelos considerados.

O valor de pressão de água à entrada e à saída da descontinuidade horizontal foi imposto. Assim, independentemente do modelo em análise, a pressão da água à esquerda é igual a 25 MPa e a 5 MPa, à direita.

A Figura A.16 apresenta as pressões da água ao longo da interface horizontal obtidas no cálculo hidráulico. Observa-se que no primeiro modelo se obteve um decréscimo linear dessas pressões ao longo da descontinuidade, uma vez que foi considerado um fator de permeabilidade uniforme.

De forma a analisar o efeito de uma possível heterogeneidade ao longo da descontinuidade horizontal consideraram-se as mesmas características do modelo anterior mas aumentou-se o fator de permeabilidade para o dobro ($1,66 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \text{ s}^{-1}$) no modelo 2 e reduziu-se para metade ($0,415 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \text{ s}^{-1}$) no modelo 3 ao longo do troço central da interface. Assim, nestes dois modelos deixa de se observar um decréscimo linear ao longo de toda a interface horizontal. Deste modo, no modelo 2 a perda de carga no troço central é menor do que nos outros dois troços, pois a permeabilidade é maior. No modelo 3 verifica-se, como esperado, que a perda de carga no troço central é maior do que nos outros dois troços, pois a permeabilidade é menor.

No modelo 4, em que o fator de permeabilidade é uniforme e se considera uma carga vertical no topo do bloco central de 15 000 KN/m, as pressões são iguais às obtidas no modelo 1, pois as características mecânicas não foram tidas em consideração nesta primeira fase do modelo. Pode-se também verificar que as variações lineares das pressões de água estão relacionadas com o fato de as aberturas hidráulicas ao longo das descontinuidades com o mesmo fator de permeabilidade serem constantes, pois as aberturas mecânicas são constantes, uma vez que não se teve em conta o peso próprio dos blocos.

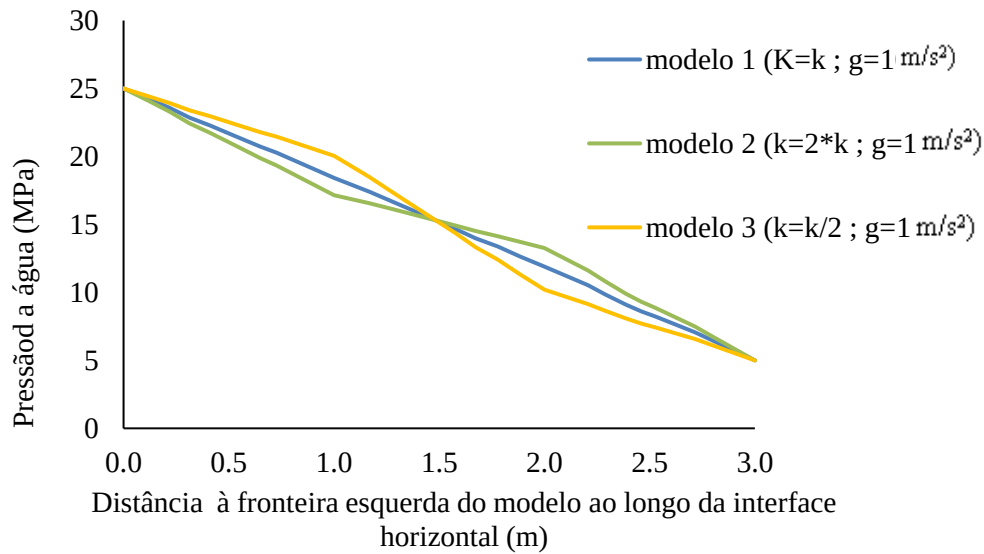


Figura A.16 – Variação das pressões de água ao longo da interface horizontal na primeira fase do modelo numérico (modelo hidráulico)

Na Figura A.17 apresentam-se as pressões da água obtidas com o modelo hidrodinâmico acoplado. Constata-se que a variação da pressão ao longo da interface horizontal deixa de ser representada por troços retos devido ao acoplamento com o modelo mecânico, pois as aberturas mecânicas deixam de ser constantes, variando ao longo da interface. Pode-se verificar que para os três primeiros modelos houve um acréscimo da pressão de água ao longo da interface horizontal em comparação com a Figura A.15, devido à influência do peso próprio dos blocos nas aberturas mecânicas. Já no modelo 4, onde foi aplicada a carga vertical no topo do bloco central de 15 000 KN/m, registou-se um decréscimo acentuado da pressão da água no troço central da interface, visto que existe uma menor abertura mecânica e consequentemente uma menor abertura hidráulica na interface central.

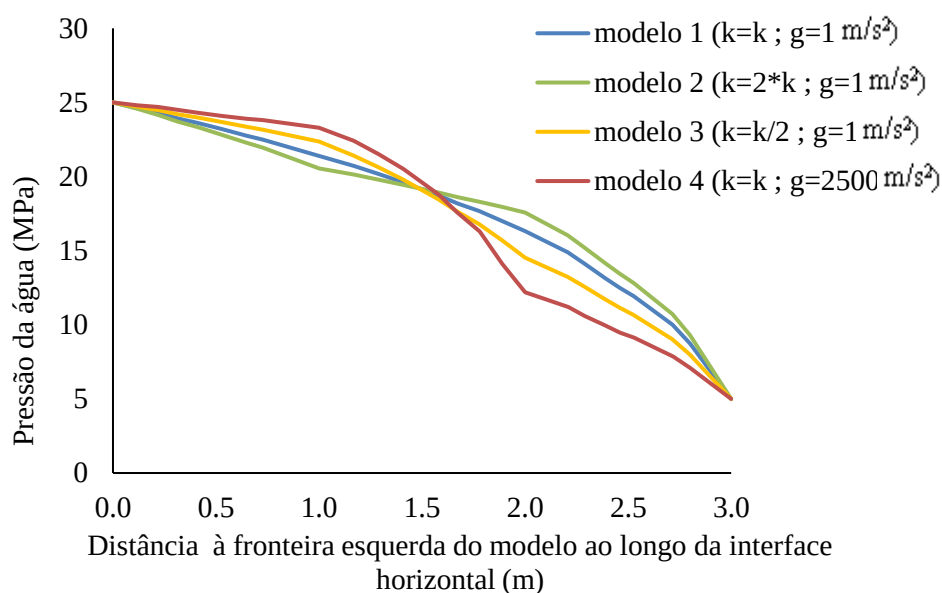


Figura A.17 – Variação das pressões de água ao longo da interface horizontal na segunda fase do cálculo numérico (modelo hidromenâmico)

Na Tabela A.11 apresenta-se a quantidade de caudal escoado através da descontinuidade horizontal correspondente ao modelo hidráulico (não acoplado) e ao modelo hidromecânico (acoplado). Verifica-se através do caudal percolado, a influência que o fator de permeabilidade e o peso próprio têm nas aberturas hidráulicas. Quanto maior o peso próprio, menor a abertura hidráulica e consequentemente menor o caudal escoado. Observa-se também que quanto maior o fator de permeabilidade da junta, maior será o caudal escoado. Assim, pode-se dizer que os quatro modelos analisados, apresentam resultados coerentes.

Tabela A.11 – Quantidade de água escoada através da descontinuidade horizontal.

Modelo numérico	Caudal de água (m³/s)			
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Hidráulico	$8,09 \times 10^{-5}$	$9,70 \times 10^{-5}$	$6,09 \times 10^{-5}$	$8,09 \times 10^{-5}$
Hidromecânico	$6,10 \times 10^{-4}$	$7,31 \times 10^{-4}$	$4,58 \times 10^{-4}$	$2,99 \times 10^{-4}$

As aberturas dependem da pressão da água e das cargas verticais aplicadas. Na Figura A.18 apresentam-se as variações das aberturas hidráulicas ao longo da descontinuidade horizontal. Tal como a pressão de água diminui ao longo da descontinuidade horizontal, a abertura hidráulica também diminui. Para os três primeiros modelos numéricos, onde a única diferença entre eles é o fator de permeabilidade na junta central, verifica-se que o aumento do fator de permeabilidade

origina uma maior abertura hidráulica e a diminuição do fator de permeabilidade origina uma menor abertura hidráulica.

No modelo 4 observa-se o efeito do acréscimo da carga vertical no bloco central. O facto desta carga ser bastante superior ao peso próprio dos blocos laterais, provoca uma queda brusca na abertura hidráulica, existindo um pico de valores nas zonas de transição de materiais.

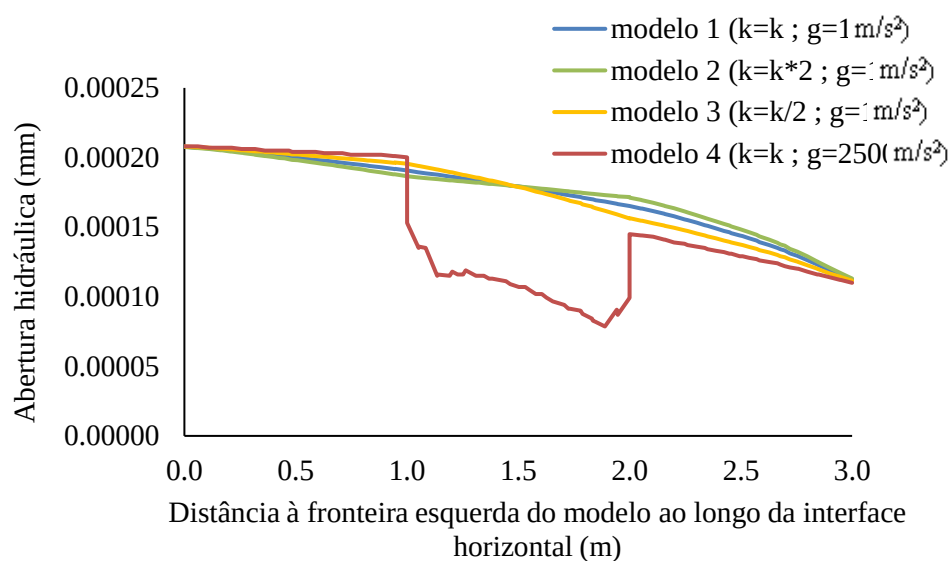


Figura A.18 – Variação das aberturas hidráulicas ao longo da interface horizontal

Na Figura A.19 está representada a permeabilidade da descontinuidade horizontal. É importante salientar que os fatores de permeabilidade anteriormente adotados para a descontinuidade horizontal de cada modelo apenas foram considerados no modelo hidráulico, sendo os valores da Figura A.19 os resultados obtidos para o fator de permeabilidade após compatibilização dos modelos hidráulico e mecânico.

Comparando os quatro modelos, pode-se observar que todos apresentam valores da mesma ordem de grandeza na interface da esquerda e na interface da direita. No entanto, na interface central observam-se diferenças consideráveis. Tal deve-se ao facto de as diferenças adotadas para cada modelo terem sido aplicadas somente na interface central. Analisando apenas o troço de descontinuidade central, nota-se que, quanto maior for a carga vertical aplicada, menor será a permeabilidade e quanto maior o fator de permeabilidade adotado, maior será a permeabilidade.

Comparando os valores registados na Figura A.19, dos fatores de permeabilidade associados aos modelos 2 e 4, verifica-se, como esperado, que esses modelos são os de com maior e menor caudal escoado, respetivamente.

Conclui-se assim que a resistência de uma descontinuidade ao escoamento de água depende não só do fator de permeabilidade adotado para essa interface mas também das cargas verticais aplicadas.

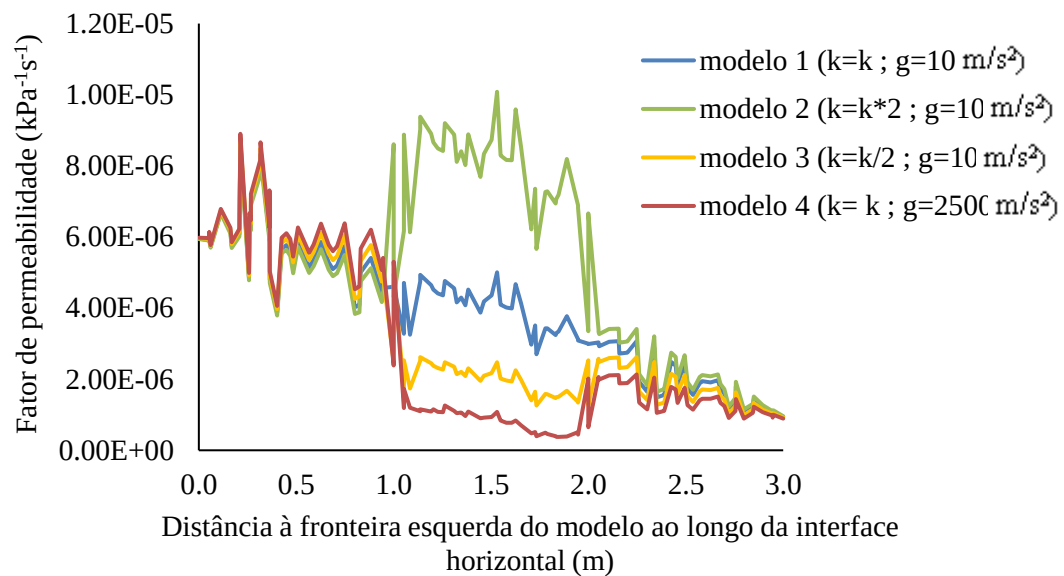


Figura A.19 – Fator de permeabilidade ao longo da interface horizontal