



Patrícia Filipa Lopes Reis
Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Modelos de junta com enfraquecimento na análise de estabilidade de barragens gravidade

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

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

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

Presidente: Professor Doutor Daniel Aelenei

Arguente: Doutora Noemi Alejandra Schlar Leitão

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



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro, 2018

Patrícia Filipa Lopes Reis
Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Modelos de junta com enfraquecimento na análise de estabilidade de barragens gravidade

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

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

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

Novembro, 2018

Modelos de junta com enfraquecimento na análise de estabilidade de barragens gravidade

“Copyright” Patrícia Filipa Lopes Reis, 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

Finda esta importante etapa, não poderia deixar de expressar a minha gratidão a todos os que me apoiaram e acompanharam não só ao longo desta dissertação, mas também ao longo de todo o meu percurso académico.

Ao Professor Doutor João Rocha de Almeida, orientador da dissertação, pela sugestão do tema e, consequentemente, por ter proporcionado esta oportunidade única de crescimento académico e pessoal. Pela permanente disponibilidade e apoio prestado ao longo desta dissertação, e pelos conhecimentos e conselhos transmitidos ao longo da minha vida académica.

À Doutora Maria Luísa Braga Farinha, pelo apoio e simpatia revelados desde o primeiro contacto com o Departamento de Barragens de Betão (DBB) do LNEC, pelo acompanhamento incansável e supervisão de todo o trabalho. Pela enorme disponibilidade e ajuda, partilha de conhecimentos e disponibilização de todos os materiais necessários à melhor compreensão do tema. Por todas as palavras amigas de incentivo e motivação transmitidas em todos os instantes, independentemente das circunstâncias e desafios, sempre com bom humor e boa disposição.

Ao Doutor Nuno Monteiro Azevedo por toda a paciência, rigor e por todos os valiosos conhecimentos que me transmitiu ao longo das inúmeras explicações e desenvolvimento deste trabalho. Pela sua busca incansável de excelência e pelo enorme conhecimento, no ensino e na aprendizagem do programa que ele próprio criou e desenvolveu. Por todo o bom humor, mesmo quando os desafios e as dúvidas eram recorrentes, e por todo o material disponibilizado para uma melhor compreensão e ajuda do trabalho desenvolvido.

Quero ainda agradecer o enorme privilégio de ter tido a possibilidade de trabalhar com a equipa fantástica e incansável do DBB, e num ambiente acolhedor e cheio de conhecimento.

Gostaria também de agradecer ao LNEC por me ter proporcionado a oportunidade de desenvolver a dissertação no âmbito do projeto de investigação “DAMFA: Soluções de ponta para a avaliação sustentável de fundações de barragens de betão” que está a ser desenvolvido numa parceria entre o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e a NOVA.ID.FCT – Associação para a Inovação e Desenvolvimento da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL).

Agradeço aos representantes da Empresa de Desenvolvimento e Infra-Estruturas do Alqueva, SA (EDIA) e da Agência Portuguesa do Ambiente (APA) que me permitiram acompanhar uma visita de inspeção à barragem de Pedrógão.

Agradeço também a todos os investigadores, bolseiros e alunos de mestrado e doutoramento do DBB, em especial à Cláudia e ao Igor, por toda a paciência, companheirismo e amizade crescente, e ao André, ao Miguel, ao David, ao Pedro e ao Renato, pelos risos, boa disposição e ambiente que proporcionaram, tornando esta etapa muito mais fácil.

Aos amigos que fiz neste percurso académico, eles saberão quem são, que ao longo deste percurso viraram de colegas de curso e de faculdade para amigos que levo para toda a vida. Por toda a amizade, apoio e paciência ao longo destes anos partilhados dentro e fora da faculdade.

Por fim, à minha família, em especial aos meus pais, por acreditarem em mim desde o primeiro instante, transmitindo-me sempre uma grande segurança e confiança, por estarem permanentemente ao meu lado em todas as situações, ajudando sempre a superar os obstáculos que foram surgindo e principalmente, por me mostrarem desde sempre que com trabalho, empenho, perseverança e dedicação todos os objetivos são alcançáveis. Por serem os meus pilares, por todo o amor, paciência e dedicação, e por terem tornado este percurso académico possível.

RESUMO

Neste trabalho é realizada uma análise de estabilidade de barragens gravidade considerando modelos constitutivos com enfraquecimento nas superfícies de contacto betão/betão e barragem/fundação. Tem-se em conta a interação entre os comportamentos mecânico e hidráulico do maciço rochoso de fundação, sendo a análise efetuada considerando ações estáticas.

Apresentam-se os aspetos mais relevantes relativos a barragens gravidade e são referidas recomendações, atualmente em vigor, relativas à verificação da segurança deste tipo de obras para cenários de rotura por deslizamento. São apresentados os fundamentos do comportamento hidromecânico necessários ao desenvolvimento do trabalho. São também apresentados os modelos constitutivos com enfraquecimento utilizados neste estudo e é realizada uma comparação dos resultados obtidos com esses modelos, em ensaios de tração e em ensaios de corte sob compressão constante.

São analisadas duas barragens gravidade com alturas diferentes, cada uma delas fundada em maciços rochosos com duas geometrias de descontinuidades: um dos maciços apresenta descontinuidades horizontais e verticais e o outro apresenta duas famílias de descontinuidades com diferentes inclinações para montante e para jusante. Considera-se a existência de cortina de impermeabilização e de sistema de drenagem na fundação das obras. É efetuada uma análise bidimensional considerando um modelo descontínuo usando o programa Parmac2D-FFlow.

Os resultados da análise de estabilidade obtidos com base no método de redução de resistências, admitindo uma interface betão/rocha com coesão nula, são comparados com os obtidos analiticamente com base no equilíbrio de corpo rígido. Demonstra-se a equivalência entre o método de aumento da carga hidrostática e o método de redução das resistências. Posteriormente realiza-se uma análise de estabilidade com base no aumento das cargas, considerando dois modelos de enfraquecimento para as superfícies de ligação betão/betão e betão/rocha, admitindo que a fundação tem comportamento elástico linear ou comportamento frágil. A utilização de modelos de junta com enfraquecimento permite identificar modos de rotura mais realistas do conjunto barragem/fundação e obter, como esperado, fatores de segurança mais elevados.

Palavras-chave: barragem gravidade, fundação rochosa, modelação numérica, comportamento hidromecânico, deslizamento, modelos com enfraquecimento.

ABSTRACT

This study presents stability analyses of concrete gravity dams using constitutive models at the dam/foundation interface that take into account the cohesion and friction angle softening in the post-peak region. The interaction between the mechanical behavior and the hydraulic behavior of the dam foundation rock mass is taken into account and static analysis is carried out.

The main aspects regarding gravity dams are presented along with a brief description of the current recommendations regarding the safety assessment of this type of structure for failure scenarios involving dam sliding. The basics of the hydromechanical behavior most relevant to the understanding of the studies carried out are presented. The strain constitutive models used in this study are also presented and the results obtained with both models are compared, in tensile tests and in shear displacement tests under constant compression.

Two dams of different height are numerically analysed, and for each one of them two rock mass foundations are considered: one with horizontal and vertical discontinuities and the other with two sets of discontinuities dipping towards upstream and downstream. Both a grout curtain and a drainage system in the dam foundation are simulated. A two-dimensional static analysis is carried out using a discontinuous model and the program Parmac2D-Fflow.

Results of stability analyses obtained using the method of strength reduction assuming a concrete/rock mass foundation interface without cohesion are compared with those obtained analytically using the limit equilibrium method. It is shown that the results obtained assuming an increase in the hydrostatic pressure are equivalent to those obtained using the method of strength reduction. A stability analysis is afterwards carried out based on an increase of the static loading considering two different softening models of both concrete/concrete and concrete/foundation interfaces, and assuming that the rock mass foundation has linear elastic behaviour or brittle behaviour. Joint contact models that take into account the cohesion and friction angle softening in the post-peak region allow more realistic failure modes of the dam/foundation system to be identified and, as expected, higher factors of safety to be obtained.

Keywords: gravity dam, rock foundation, numerical modelling, hydromechanical behaviour, sliding, softening models.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Barragens gravidade	2
1.3	Objetivos e metodologia.....	5
2	FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO	7
2.1	Aspetos específicos da fundação de barragens	7
2.2	Descontinuidades dos maciços rochosos	8
2.3	Deformabilidade dos maciços rochosos	10
2.4	Resistência dos maciços rochosos	10
2.5	Interação hidromecânica.....	12
2.6	Modelação numérica.....	14
2.6.1	Modelos contínuos e modelos descontínuos	14
2.6.2	Modelo hidromecânico.....	15
2.6.3	Modelo do comportamento mecânico das descontinuidades	16
3	MODELOS CONSTITUTIVOS DE INTERFACE	19
3.1	Introdução.....	19
3.2	Modelo de Mohr-Coulomb	19
3.3	Modelo bilinear desacoplado.....	21
3.4	Modelo de fendilhação/fratura de base elasto-plástica.....	22
3.5	Comparação dos resultados obtidos com modelos de enfraquecimento.....	28
3.5.1	Ensaio de tração.....	28
3.5.2	Ensaio de corte puro	30
3.5.3	Ensaio de compressão/corte	34
4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS GRAVIDADE PARA CENÁRIOS DE ROTURA POR DESLIZAMENTO	37
4.1	Introdução.....	37
4.2	Descrição dos modelos	37
4.2.1	Geometria	37
4.2.2	Condições de fronteira.....	39
4.2.3	Propriedades dos materiais	41

4.3	Pressões na base da barragem	41
4.4	Análise de estabilidade.....	42
4.4.1	Método de redução das resistências/amplificação da carga hidráulica	43
4.4.2	Modelos de enfraquecimento	45
4.5	Tempos de cálculo	53
5	CONCLUSÕES	55
5.1	Aspetos relevantes dos estudos efetuados.....	55
5.2	Recomendações para estudos futuros.....	56
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	57

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Esquema tipo de uma barragem gravidade com indicação das principais ações a ter em conta no dimensionamento e verificação da segurança.	3
Figura 1.2 – Barragem de Pedrógão: vista do paramento de jusante (a) e da crista do descarregador (b), a partir do lado esquerdo do descarregador de cheias não controlado.....	5
Figura 2.1 – Perfil de uma barragem gravidade, com indicação da localização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (adaptado de ICOLD 2017).....	8
Figura 2.2 – Maciços rochosos de fundação de diferentes barragens.....	11
Figura 2.3 – Abertura hidráulica (Azevedo e Farinha 2015).....	14
Figura 2.4 – Relações entre tensão e deslocamento relativo: variação do deslocamento relativo normal com a tensão de compressão (a) e variação do deslizamento com a tensão tangencial (b) (adaptado de Pande et al. 1990).....	17
Figura 3.1 – Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite.....	20
Figura 3.2 – Modelo de enfraquecimento unidirecional não acoplado do elemento finito de junta (adaptado de Azevedo 2003).	21
Figura 3.3 – Modelo de enfraquecimento baseado na teoria da plasticidade. Superfície de cedência (F) e potencial plástico (Q) (adaptado de Caballero et al. 2008).	23
Figura 3.4 – Curvas de σ_t , C e $\tan\phi$ para diferentes valores de α	26
Figura 3.5 – Evolução da superfície de fendilhação em modo I (adaptado de Caballero et al. 2008).....	27
Figura 3.6 – Evolução da superfície de fendilhação em modo II (adaptado de Caballero et al. 2008).....	27
Figura 3.7 – Modelo do ensaio para validação dos modelos de comportamento de juntas com enfraquecimento.	29
Figura 3.8 – Ensaio de tração direta: tensão normal versus deslocamento relativo.	31
Figura 3.9 – Ensaio de corte: tensão tangencial versus deslocamento tangencial relativo.....	33
Figura 3.10 – Ensaio de corte sob compressão: tensão tangencial versus deslocamento tangencial relativo.....	36

Figura 4.1 – Geometria dos modelos.	38
Figura 4.2 – Dimensões dos modelos.	38
Figura 4.3 – Modelos descontínuos dos conjuntos barragem/fundação. Discretização de cada bloco em elementos finitos planos triangulares.	40
Figura 4.4 – Pressões ao longo da base da barragem.	42
Figura 4.5 – Deslocamento horizontal do coroamento das barragens durante o processo de redução do ângulo de atrito (a) e durante o processo de amplificação da carga hidráulica (b).	45
Figura 4.6 – Deslocamento horizontal do coroamento da barragem de 15 m durante o processo de amplificação das cargas – Fundação elástica (E) e Fundação não linear (NL).	46
Figura 4.7 – Deslocamento horizontal do coroamento da barragem de 30 m durante o processo de amplificação das cargas – Fundação elástica (E) e Fundação não linear (NL).	47
Figura 4.8 – Modos de rotura dos modelos com barragens de 15 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas (ME1).	49
Figura 4.9 – Modos de rotura dos modelos com barragens de 30 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas (ME1).	50
Figura 4.10 – Modos de rotura dos modelos com barragens de 15 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas (ME2).	51
Figura 4.11 – Modos de rotura dos modelos com barragens de 30 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas (ME2).	52

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Propriedades mecânicas do material dos blocos	28
Tabela 4.1 - Profundidade da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem	39
Tabela 4.2 - Características dos modelos	40
Tabela 4.3 - Propriedades mecânicas dos materiais	41
Tabela 4.4 - Fatores de segurança	44
Tabela 4.5 - Parâmetros dos modelos de enfraquecimento.	45
Tabela 4.6 - Fatores de segurança considerando o aumento das cargas	48
Tabela 4.7 - Tempos de cálculo.....	53

LISTA DE SÍMBOLOS

a	abertura da descontinuidade [L]
a	largura do coroamento [L]
a_0	abertura da descontinuidade com tensão normal nula [L]
a_h	abertura hidráulica [L]
a_{max}	abertura hidráulica máxima [L]
a_{min}	abertura hidráulica mínima [L]
c	coesão [$L^{-1}MT^{-2}$]
C	coesão máxima [$L^{-1}MT^{-2}$]
C_Q	coesão aparente [$L^{-1}MT^{-2}$]
E	módulo de Young; modulo de deformabilidade; módulo de deformação [$L^{-1}MT^{-2}$]
E_m	módulo de deformabilidade do maciço [$L^{-1}MT^{-2}$]
E_r	módulo de deformabilidade da rocha [$L^{-1}MT^{-2}$]
g	aceleração da gravidade [LT^{-2}]
G_I	energia de fratura em modo I [$L^{-2}MT^{-2}$]
G_{II}	energia de fratura em modo II [$L^{-2}MT^{-2}$]
H	altura da barragem [L]
h	altura da barragem [L]
i	gradiente hidráulico bidimensional
k_{CE}	fator 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]
l	comprimento [L]
q	caudal por unidade de largura [L^3T^{-1}]
t	tempo [T]
u_n	deslocamento normal da junta (abertura e fecho) [L]
v	velocidade; velocidade de escoamento [LT^{-1}]
W_{cr}	trabalho interno [LMT^{-2}]
Δa	variação da abertura da descontinuidade, sendo positiva na abertura [L]
Δp	variação da pressão [$L^{-1}MT^{-2}$]
λ	coeficiente de amplificação
δ_n	fecho da descontinuidade [L]
δ_s	deslizamento [L]
μ	coeficiente de atrito
μ	viscosidade dinâmica do fluido [$L^{-1}MT^{-1}$]
μ_Q	coeficiente de atrito aparente
μ_{res}	ângulo de atrito residual
ν_k	viscosidade cinemática do fluido [L^2T^{-1}]
ρ	massa volúmica [$L^{-3}M$]
ξ_I	variável adimensional
ξ_{II}	variável adimensional
σ_n	tensão normal na descontinuidade [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_t	tensão de tração limite; tensão última de tração [$L^{-1}MT^{-2}$]
τ	tensão de corte [$L^{-1}MT^{-2}$]
τ_{max}	tensão máxima de corte [$L^{-1}MT^{-2}$]
ν	coeficiente de Poisson

φ	ângulo de atrito
φ_0	ângulo de atrito inicial
φ_Q	ângulo de atrito aparente

LISTA DE SIGLAS

APA	Agência Portuguesa do Ambiente
DBB	Departamento de Barragens de Betão
EDIA	Empresa de Desenvolvimento e Infraestruturas do Alqueva
EDP	Eletricidade de Portugal
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
ICOLD	Comissão Internacional das Grandes Barragens
INAG	Instituto da Água
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LISTA DE ABREVIATURAS

2D	2 dimensões
3D	3 dimensões
AC	antes de Cristo
BCC	betão compactado com cilindros
CE	canal de escoamento
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

As barragens, entendidas como estruturas construídas pelo Homem com o fim de reter água, foram desde cedo um elemento indispensável para a adaptação da civilização humana ao ambiente natural e para a melhoria da qualidade de vida das populações. Foram descobertas ruínas de uma grande barragem construída no vale do rio Nilo que data de 2600 AC, e as investigações efetuadas permitiram concluir que a obra foi construída para retenção de cheias violentas, deixando depois evaporar água (Schnitter 1994). Há vestígios de barragens construídas nos três milénios AC em diversas partes do mundo (Grécia, Turquia, Iraque, México e China) principalmente para abastecimento de água às populações, controlo de cheias e rega. Atualmente a maioria das barragens são construídas com diversas finalidades (aproveitamentos de fins múltiplos), permitindo obter vantagens sociais e económicas de um único investimento. As principais razões que justificam a construção de barragens são: rega, abastecimento de água às populações para usos domésticos e industriais, produção de energia, controlo de cheias, regularização dos caudais dos rios, facilidade de navegação e usos recreativos.

As barragens podem ser construídas com diferentes materiais: barragens construídas com betão, pedra ou outro tipo de alvenaria podem ser do tipo gravidade, abóbada ou contrafortes; barragens construídas com solo ou enrocamento são denominadas barragens de aterro. De acordo com a Comissão Internacional das Grandes Barragens (ICOLD), uma grande barragem tem altura igual ou superior a 15 m, medida desde a cota mais baixa da superfície geral das fundações até à cota do coroamento, ou tem uma altura compreendida entre 5 m e 15 m e a albufeira tem uma capacidade superior a 3 milhões de metros cúbicos (3 hm^3) (ICOLD 2011). As barragens de aterro correspondem a 78% das grandes barragens construídas em todo o mundo. De entre os outros tipos de barragens, as barragens gravidade são as que existem em maior número, correspondendo a 13% das grandes barragens existentes.

As barragens gravidade, tal como as barragens do tipo abóbada ou contrafortes, são fundadas em maciços rochosos. A segurança deste tipo de obras depende muito do comportamento do maciço rochoso de fundação e também da interação da barragem com o maciço, verificando-se que o principal mecanismo de rotura é o deslizamento pela superfície de contacto da barragem com a

fundação, ou por descontinuidades do maciço de fundação com orientação desfavorável. É de realçar que as consequências da rotura de uma barragem são normalmente muito sérias, podendo envolver a perda de vidas humanas e grandes prejuízos económicos. Para além disso, um grande número de barragens constituem infraestruturas vitais para muitas comunidades.

Para verificar a segurança das barragens recorre-se atualmente a modelos numéricos, que devem representar de um modo explícito a ligação da barragem à fundação e as descontinuidades do maciço. Um dos métodos a que se pode recorrer é ao 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 através da consideração de elementos finitos de junta (EJ). O comportamento destas superfícies de descontinuidade deve ser representado de um modo realista, com modelos constitutivos adequados.

Considera-se que os modelos de enfraquecimento que são utilizados neste trabalho são realistas pois verifica-se que com estes modelos se obtêm resultados próximos dos obtidos experimentalmente em ensaios de tração e de corte em provetes betão/rocha. A análise de segurança que é tradicionalmente feita não tem em conta a coesão nem a resistência à tracção. É assim natural que os modelos que têm em conta a diminuição progressiva da coesão e da resistência à tração conduzam a fatores de segurança mais elevados.

1.2 Barragens gravidade

As barragens gravidade resistem à força da água que atua no paramento de montante e às pressões da água que se geram na fundação exclusivamente pelo efeito do peso próprio da estrutura. Tradicionalmente, este tipo de barragens era construído com alvenaria de pedra e, desde meados do século XIX, com betão. Há cerca de 50 anos começaram a construir-se barragens de betão compactado com cilindros (BCC) (Schnitter 1994). A secção transversal deste tipo de barragens é aproximadamente triangular e a base mede cerca de 80% da altura. Em planta as barragens gravidade são retas ou com ligeira curvatura. Na Figura 1.1 apresenta-se um esquema de uma barragem gravidade, com indicação da geometria tipo e das principais ações a considerar no dimensionamento e verificação da segurança: peso próprio da barragem, pressão hidrostática no paramento de montante e subpressão na base da barragem. Nesta figura, para representar a subpressão são indicadas duas situações:

- i. No caso de uma fundação sem drenagem, considera-se que a pressão da água diminui de forma constante ao longo da base da barragem, sendo a pressão no pé de montante correspondente ao nível da água da albufeira e a pressão no pé de jusante correspondente ao nível da água a jusante da obra;
- ii. No caso de uma fundação com drenagem considera-se um diagrama de subpressões bilinear ao longo da base da barragem, admitindo que na linha de drenagem a pressão corresponde a cerca de $1/3$ da diferença de pressão entre o pé de montante e o pé de jusante da barragem.

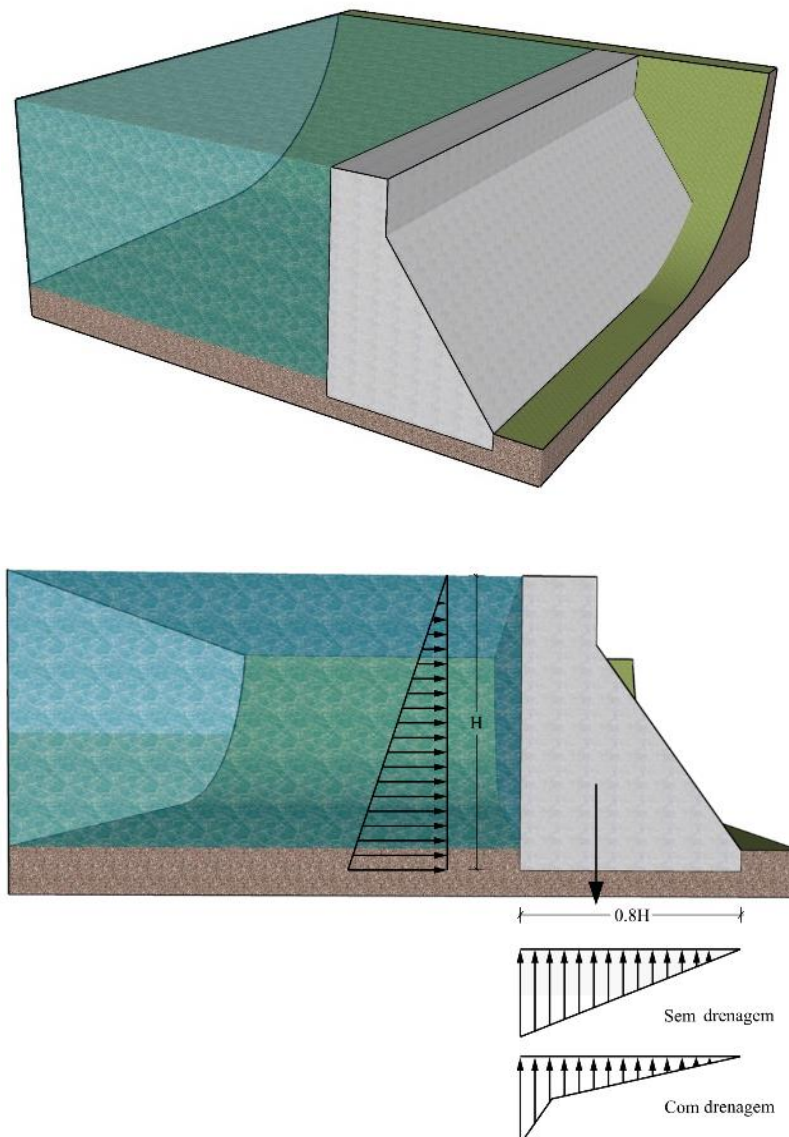


Figura 1.1 – Esquema tipo de uma barragem gravidade com indicação das principais ações a ter em conta no dimensionamento e verificação da segurança.

O dimensionamento das barragens de gravidade deve garantir que se verifica (INAG 2001):

- 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 segundo qualquer descontinuidade geológica da fundação;
- definição de formas tal que as tensões no corpo da barragem e na fundação não excedam os valores admissíveis;
- adequado controlo de caudais e de erosão.

A água armazenada na albufeira impõe uma força horizontal na estrutura da barragem, devendo a resistência ao corte da superfície de contacto da barragem com a fundação e das descontinuidades do maciço ser suficiente para evitar a rotura por deslizamento (Wyllie 1999).

O dimensionamento e a verificação da segurança de barragens gravidade baseia-se, tradicionalmente, num “fator de segurança” ao deslizamento, tendo em consideração que o deslizamento 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 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, nas pressões da água na fundação, na localização das superfícies de rotura críticas e no valor das forças instabilizantes que atuam na estrutura (Hoek 2007).

No decorrer dos trabalhos desta dissertação foi possível acompanhar uma visita de inspeção à barragem de Pedrógão (Figura 1.2), situada no rio Guadiana e integrada no empreendimento de fins múltiplos do Alqueva, destinado a rega, produção de energia e abastecimento de água. É a primeira, e até à data, a única barragem de BCC construída em Portugal.

O dono de obra da barragem é a Empresa de Desenvolvimento e Infraestruturas do Alqueva (EDIA) e a central é explorada pela Eletricidade de Portugal (EDP).



a)

b)

Figura 1.2 – Barragem de Pedrógão: vista do paramento de jusante (a) e da crista do descarregador (b), a partir do lado esquerdo do descarregador de cheias não controlado.

A barragem tem 43 m de altura máxima e 448 m de desenvolvimento no coroamento, correspondendo 125 m a um troço de betão convencional e 323 m a um troço de BCC. A barragem dispõe de um descarregador de superfície não controlado, com 301 m de comprimento e com a crista à cota 84,8 m. Por cima da crista do descarregador está instalado um passadiço que constitui uma passagem pedonal entre as duas margens. O maciço de fundação da barragem é um granito de razoável a boa qualidade, com exceção dos locais próximos de duas falhas existentes no leito menor do rio e na margem direita, onde o maciço tem uma qualidade fraca. A construção da barragem terminou em fevereiro de 2006.

Durante a visita foi inspecionado o coroamento, a galeria de fundação e o paramento de jusante da barragem, e foi efetuada uma reunião em que participaram os representantes da Agência Portuguesa do Ambiente (APA), do dono de obra e do LNEC, e os técnicos que efetuam as inspeções visuais à obra. Foi possível observar diversos equipamentos instalados na obra com os quais são medidas não só as principais ações que atuam na barragem (pressão hidrostática e temperatura), mas também a resposta da estrutura e do maciço da fundação (por exemplo, os deslocamentos e caudais).

1.3 Objetivos e metodologia

Neste trabalho propõe-se proceder à avaliação da estabilidade de barragens gravidade recorrendo a modelos hidromecânicos, considerando modelos de junta com enfraquecimento da coesão e da resistência à tração das superfícies de ligação betão/betão e betão/maciço. Os modelos

hidromecânicos têm em conta os movimentos de abertura/fecho das descontinuidades e as pressões da água na fundação da obra e no contacto barragem/fundação. Com a utilização dos modelos de junta que se apresentam pretende-se contribuir para a melhoria da avaliação da segurança de barragens gravidade para cenários de rotura que envolvam deslizamento por superfícies de descontinuidade.

São efetuadas análises de estabilidade de duas barragens gravidade de alturas diferentes. Numa primeira fase, verifica-se a equivalência entre o método usual de redução da resistência e o método de amplificação gradual da carga hidráulica, para uma descontinuidade betão/maciço com coesão nula. Posteriormente, com base no método de amplificação gradual das cargas, determinam-se os fatores de segurança ao deslizamento considerando dois modelos de enfraquecimento dos elementos de junta que simulam as descontinuidades betão/betão e betão/maciço: um modelo bilinear (Azevedo 2003) e um modelo de fendilhação/fratura de base elasto-plástica (Caballero et al. 2008). A utilização de modelos de contacto com enfraquecimento permite identificar modos de rotura mais realistas do conjunto barragem/fundação e obter fatores de segurança mais elevados. Nas análises efetuadas admite-se que os maciços de fundação têm comportamento elástico linear ou rotura frágil. A partir do estudo efetuado, procura-se apresentar uma análise crítica dos resultados relativamente à verificação de segurança ao deslizamento.

A realização da presente dissertação foi enquadrada 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 numa parceria entre o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e a NOVA.ID.FCT – Associação para a Inovação e Desenvolvimento da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL).

2 FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO

2.1 Aspetos específicos da fundação de barragens

A fundação de qualquer grande barragem é sempre uma estrutura complexa, que em geral exige estudos bem planeados de investigação *in situ* e em laboratório, de modo a ser obtida informação suficiente para dar apoio e justificar o projeto da estrutura de betão e do tratamento da fundação.

As barragens de betão são fundadas em maciços rochosos, que em regra têm boas características de rigidez e de resistência. Os maciços apresentam-se naturalmente alterados e compartimentados por superfícies de descontinuidade, em geral em maior grau à superfície do que em profundidade.

Os maciços rochosos de fundação de barragens são estruturas descontínuas, heterogéneas e anisotrópicas. A estabilidade da estrutura de betão é influenciada pelo escoamento da água na fundação, pelo que é necessário garantir que a velocidade de escoamento é baixa, para não ocorrer o arrastamento dos materiais de preenchimento das descontinuidades do maciço e garantir que as subpressões são aceitáveis no contexto das condições definidas no projeto da obra. É também necessário garantir, por questões económicas, que os caudais percolados não têm um valor elevado.

A redução local da permeabilidade é feita através de cortinas de impermeabilização, com injeção de caldas de cimento em furos orientados, tendo em conta a localização e orientação das descontinuidades do maciço. Assim, as cortinas de impermeabilização fazem diminuir o valor dos caudais e das velocidades do escoamento nas superfícies de descontinuidade na fundação da obra.

A drenagem é sempre importante em fundações de barragens, sobretudo em fundações com descontinuidades de abertura muito reduzida, onde se podem instalar ao longo do tempo pressões de água muito elevadas. No caso de obras em que não se dispõe de cortina de drenagem, o diagrama de subpressões na base da barragem é aproximadamente linear entre o pé de montante e o pé de jusante da barragem, como representado na Figura 1.1. Ao longo da vida útil da obra é importante verificar a eficiência do sistema de drenagem e da cortina de impermeabilização, através da medição de subpressões e de caudais.

Na Figura 2.1 apresenta-se o perfil de uma barragem gravidade, com indicação da localização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem.

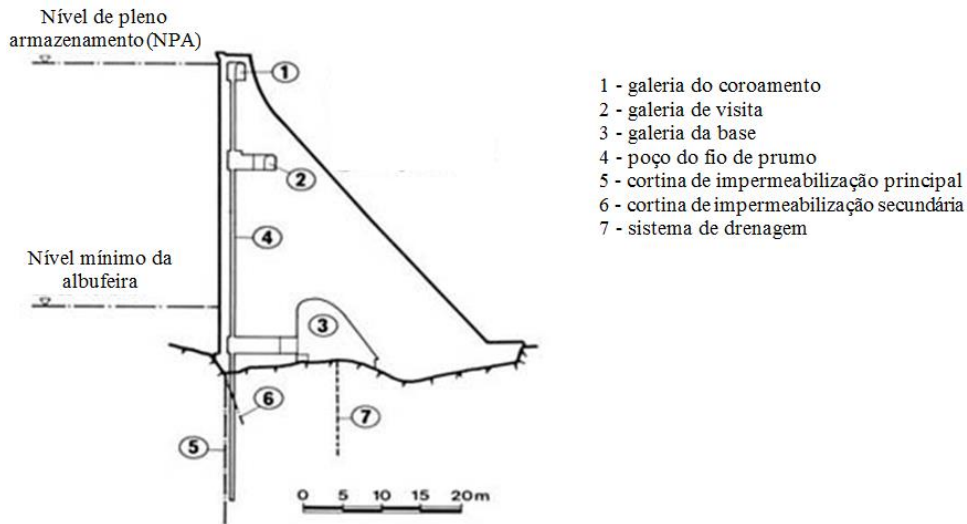


Figura 2.1 – Perfil de uma barragem gravidade, com indicação da localização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (adaptado de ICOLD 2017).

2.2 Descontinuidades dos maciços rochosos

Os maciços rochosos são, na sua grande maioria, constituídos por blocos de rocha separados por descontinuidades. Estas descontinuidades podem ter diferentes origens, e correspondem sempre a zonas de menor resistência. No âmbito da mecânica das rochas, a palavra “descontinuidade” é o termo geral para qualquer fratura mecânica com resistência à tração nula ou de valor muito baixo existente no maciço rochoso (ISRM 2007). O termo “descontinuidade” pode ser atribuído a superfícies de estratificação (rochas sedimentares), foliação (rochas metamórficas), planos de xistosidade, diaclases, veios, folões e falhas.

As diaclases são descontinuidades onde não ocorreu movimento tangencial relativo entre os bordos, que se encontram em geral perfeitamente encaixados. As diaclases agrupam-se em famílias, sendo uma família um conjunto de descontinuidades com orientação semelhante. Observa-se na natureza que os maciços rochosos apresentam famílias de descontinuidades sensivelmente perpendiculares entre si, formando blocos aproximadamente paralelepípedicos.

Uma falha é uma fratura, ou uma zona de fratura, ao longo da qual se deu um deslocamento tangencial relativo visível. Este deslocamento pode ser apenas de alguns centímetros ou de vários quilômetros. Por sua vez, a abertura das falhas pode variar desde milímetros até centenas de metros. De referir que as paredes das falhas são rugosas, mas estão muitas vezes polidas devido aos deslocamentos de corte. O maciço rochoso na proximidade das falhas encontra-se frequentemente alterado ou deteriorado, e o material deteriorado contribui para o preenchimento das falhas.

As discontinuidades, ou famílias de discontinuidades, são caracterizadas por alguns parâmetros, como, por exemplo, a orientação, o espaçamento, a persistência, a rugosidade, a abertura e o preenchimento:

- A orientação define o plano da discontinuidade 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, medida no sentido dos ponteiros do relógio. A inclinação é o ângulo que a linha de maior declive faz com o plano horizontal.
- O espaçamento é a distância (medida na perpendicular) entre as discontinuidades de uma mesma família. Em geral atribui-se a este parâmetro o valor médio da distância entre as discontinuidades da família.
- A persistência define a continuidade da discontinuidade no seu plano.
- A rugosidade das paredes (ou bordos) de uma discontinuidade, com ondulações e curvas relativamente ao plano médio da discontinuidade, contribui para o aumento da resistência ao corte.
- A abertura é a distância (medida na perpendicular) entre os bordos de uma discontinuidade.
- O preenchimento é o material que separa os bordos de uma discontinuidade, que é 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, e do desgaste e deterioração dos bordos da discontinuidade.

2.3 Deformabilidade dos maciços rochosos

O conhecimento das relações entre as solicitações aplicadas e as deformações dos maciços rochosos (deformabilidade dos maciços) é particularmente importante no caso de fundações de barragens de betão, pois a deformabilidade das fundações pode ter influência no estado de tensão do corpo da barragem. Para além disso, dado que muitas vezes os maciços têm de ser considerados como heterogêneos, o seu estado de tensão, para dadas solicitações, depende da distribuição de deformabilidade (Rocha 1981).

A caracterização da deformabilidade dos maciços rochosos requer a realização de ensaios “in situ” que são demorados e dispendiosos. Os ensaios de laboratório permitem caracterizar a deformabilidade da rocha. A deformabilidade do maciço rochoso é mais elevada do que a da rocha que o constitui. Verifica-se que a relação entre o módulo de deformabilidade do maciço, E_m , e da rocha que o constitui, E_r , varia na maioria dos casos entre 1/20 e 1 (Rocha 1981).

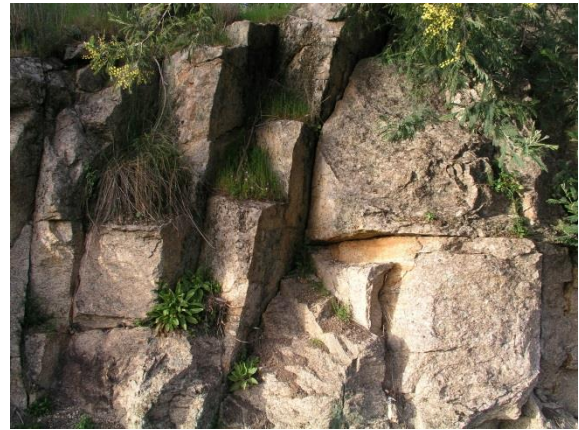
Verifica-se que o comportamento dos maciços rochosos de fundação de barragens é dominado pelo comportamento das descontinuidades do maciço, que se podem apresentar na natureza de modo muito variado e com diferentes comportamentos mecânicos. Na Figura 2.2 apresentam-se fotografias de maciços rochosos de diferentes barragens. Observa-se que, as superfícies de descontinuidade têm diferentes dimensões, as paredes das descontinuidades podem estar mais ou menos deterioradas, com diferentes padrões de rugosidade e estas paredes podem, ou não, encaixar perfeitamente entre si. Para além disso, as descontinuidades podem ser preenchidas com diferentes materiais. Neste caso, se a abertura da descontinuidade for superior ao dobro da altura média das rugosidades, o comportamento mecânico da descontinuidade é definido pelas propriedades do material de preenchimento, pois a rotura dá-se pelo material de preenchimento e as características das paredes da superfície têm um papel insignificante (Pande et al. 1990).

2.4 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.



a) Barragem do Alto Ceira (xisto)



b) Barragem da Póvoa (granito)



c) Barragem de Corgas (xisto)



d) Barragem do Baixo Sabor (granito)

Figura 2.2 – Maciços rochosos de fundação de diferentes barragens.

A determinação da resistência ao corte do maciço de fundação de uma barragem exige a realização de ensaios de corte de grandes dimensões, que são extremamente dispendiosos, pelo que não são efetuados de forma rotineira. No entanto, são efetuados ensaios em laboratório, que permitem determinar a resistência ao corte das descontinuidades.

Importa ainda referir que a resistência dos maciços rochosos depende do seu estado de tensão efetiva. Por este motivo é importante efetuar análises de estabilidade utilizando modelos que têm em consideração a interação hidromecânica, como se apresenta de seguida, no subcapítulo 2.5.

2.5 Interação hidromecânica

O comportamento mecânico e o comportamento hidráulico em maciços rochosos são interdependentes, isto é, o comportamento mecânico influencia o comportamento hidráulico e este, por sua vez, tem influência no comportamento mecânico.

De facto, movimentos da barragem devidos à variação do nível da água na albufeira ou a variações de temperatura provocam movimentos de abertura e de fecho das descontinuidades do maciço, alterando a permeabilidade e, conseqüentemente, a quantidade de água que percorre a fundação das barragens. Por outro lado, a passagem de água pelas descontinuidades do maciço tem influência na deformação do maciço e no campo de tensões, podendo pôr em causa a estabilidade da barragem.

Com o objetivo de compreender o comportamento hidromecânico das fundações das barragens de betão, é importante compreender o escoamento numa única descontinuidade. Este fenómeno foi objeto de muitas pesquisas desde a década de 1960 (Snow 1965; Louis & Maini 1970; Louis 1969). O modelo de escoamento mais aplicado, e considerado neste trabalho, é o modelo de duas placas paralelas. Este modelo simula a descontinuidade como um espaço vazio entre duas placas lisas e paralelas (Louis e Maini 1970; Snow 1965).

A velocidade do escoamento, para um fluxo laminar incompressível em estado estacionário, é dada por:

$$\vec{v} = k_f \vec{i} \quad (2.1)$$

Onde i [m m^{-1}] representa o gradiente hidráulico e k_f [m s^{-1}] a condutividade hidráulica, dada por:

$$k_f = \frac{a^2 g}{12 \nu_k} \quad (2.2)$$

representando a [m] a abertura da descontinuidade, ν_k [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$] a viscosidade cinemática do fluido e g [m s^{-2}] a aceleração da gravidade.

O caudal por unidade de largura, q , é expresso por:

$$q = v a = \frac{a^3 g}{12 \nu_k} i \quad (2.3)$$

De acordo com a equação (2.3), verifica-se que o caudal entre placas paralelas é proporcional ao cubo da abertura, sendo, pois, extremamente sensível à variação da abertura.

As discontinuidades, tal como se encontram na natureza, não são lisas. O modelo de placas paralelas considera apenas a influência da abertura, devido à impossibilidade de se retirar o parâmetro de rugosidade durante o processo de escoamento. No entanto, alguns estudos permitiram concluir que o modelo de placas paralelas é adequado para a previsão do escoamento em discontinuidades naturais (e.g. Louis 1969, Barton e de Quadros 1997). Barton, Bandis e Bakhtar (1985) sugeriram que as discontinuidades do maciço rochoso apresentam uma abertura mecânica e uma abertura hidráulica. A abertura mecânica (a) é definida como a distância média entre as duas superfícies de discontinuidade, medida na perpendicular a um plano selecionado (Olsson e Barton 2001).

A abertura hidráulica (a_h) é obtida em função do deslocamento normal da interface (abertura mecânica) u_n e de três parâmetros a_0 , a_{\min} e a_{\max} , em que a_0 é o valor da abertura da discontinuidade com tensão normal nula, a_{\min} é a abertura hidráulica mínima e a_{\max} é a abertura hidráulica máxima.

Existe uma relação entre a abertura mecânica a abertura hidráulica, verificando-se que a abertura hidráulica é sempre menor do que a abertura mecânica e que essa relação depende muito da rugosidade.

Os valores dos parâmetros a_0 , a_{\min} e a_{\max} , podem ser calibrados, de modo a obter pressões e caudais próximos dos registados *in situ*. As discontinuidades, quando submetidas a compressões significativas, diminuem a abertura até um valor mínimo de a_{\min} . Com este valor de abertura hidráulica é possível calcular a permeabilidade da discontinuidade quando fortemente comprimida. A existência de uma abertura hidráulica máxima, a_{\max} , limita o valor de caudal que

percorre a descontinuidade. Na Figura 2.3 apresenta-se a representação gráfica que permite definir a abertura hidráulica, tendo em conta a abertura mecânica.

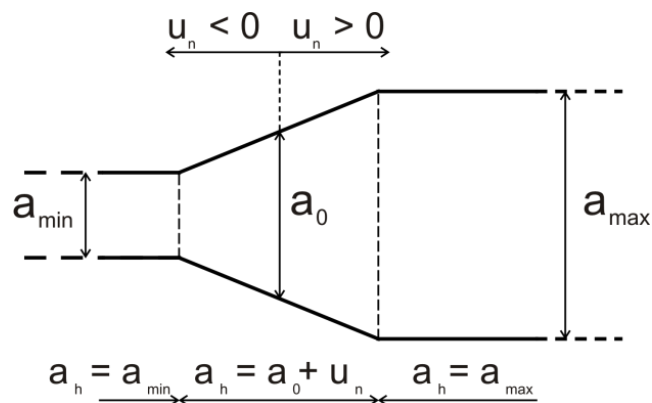


Figura 2.3 – Abertura hidráulica (Azevedo e Farinha 2015).

De acordo com o esquema em Itasca (2004), a abertura hidráulica associada a cada ponto de integração é dada por:

$$a_h = \begin{cases} a_{\min} & \text{se } u_n + a_0 < a_{\min} \\ u_n + a_0 & \text{se } a_{\min} \leq u_n + a_0 \leq a_{\max} \\ a_{\max} & \text{se } u_n + a_0 > a_{\max} \end{cases} \quad (2.4)$$

em que u_n é o deslocamento normal da descontinuidade (movimento de abertura ou de fecho).

2.6 Modelação numérica

2.6.1 Modelos contínuos e modelos descontínuos

Existem dois modos diferentes de representar numericamente as estruturas e o comportamento hidromecânico 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, quando comparados com a dimensão da obra.

Em modelos contínuos equivalentes é necessário ajustar as propriedades dos materiais de modo a representar de forma adequada o comportamento hidromecânico. Para simular o escoamento na fundação, podem ser identificadas diferentes áreas de rocha e estimar a permeabilidade equivalente local por meio de ensaios *in situ*.

Nos modelos descontínuos, as discontinuidades são explicitamente representadas, através das suas propriedades hidromecânicas. Admite-se que o escoamento ocorre apenas através das discontinuidades do maciço rochoso. A pressão de água dá origem a variações no valor das aberturas das discontinuidades que, conseqüentemente influenciam o valor do caudal. Este tipo de abordagem requer dados de caracterização de campo, hidráulicos e mecânicos, como orientação e espaçamento das discontinuidades, rigidez normal e tangencial das discontinuidades, aberturas normais e aberturas residuais (Farinha 2010).

As paredes das discontinuidades são superfícies rugosas, mas as discontinuidades são, como já foi referido, usualmente representadas nos modelos numéricos como superfícies planas. É de referir que na análise da estabilidade ao deslizamento, este modo simplificado de representação das discontinuidades está do lado da segurança.

2.6.2 Modelo hidromecânico

O modelo hidromecânico utilizado neste estudo, Parmac2D-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 internamente numa malha de elementos triangulares, de modo a simular a sua deformabilidade (Azevedo e Farinha 2015, Farinha et al. 2017, Lemos e Cundall 1999). A interação entre os blocos deformáveis, que simulam a barragem e a fundação, é feita através de elementos finitos de junta em pequenos deslocamentos e formulada em termos de tensões e deslocamentos. Para utilizar estes elementos é necessário compatibilizar a malha de elementos finitos interna de cada bloco, de modo a garantir que as interações entre blocos são apenas do tipo aresta/aresta (Azevedo e Farinha 2015, Farinha et al. 2017).

O modelo hidráulico é sobreposto ao modelo mecânico, correspondendo um canal de escoamento (CE) a cada elemento de junta e um nó hidráulico (NH) a cada conjunto de nós adjacentes do domínio mecânico que no início da simulação apresentam as mesmas coordenadas. O volume de cada CE é obtido com base nas aberturas mecânicas medidas nos pontos nodais do elemento de

junta associado ao CE. As aberturas hidráulicas das discontinuidades, representadas pelos elementos de junta, e as pressões da água nos NH são atualizadas em cada passo de cálculo, com base nos deslocamentos normais nas juntas obtidos no modelo mecânico. As pressões obtidas no modelo hidráulico são de seguida transferidas para o modelo mecânico para cálculo das forças internas nas juntas (tensões efetivas) (Azevedo e Farinha 2015, Farinha et al. 2017).

Admite-se que os blocos são impermeáveis e que o escoamento se processa apenas por um sistema de discontinuidades que se encontram interligadas. O escoamento é representado por um modelo de escoamento laminar entre placas planas paralelas; e assim, o caudal em cada CE por unidade de espessura do modelo é determinado pela lei cúbica do escoamento (Louis 1969):

$$q = -k_{CE} a_h^3 \frac{\Delta p}{L} \quad (2.5)$$

em que k_{CE} = factor de permeabilidade do canal de escoamento, cujo valor teórico é $1/(12\mu)$, sendo μ a viscosidade dinâmica da água; a_h = abertura hidráulica (abertura média do CE); L = comprimento do CE. A abertura hidráulica a usar na equação anterior é dada por:

$$a_h = a_0 + \Delta a \quad (2.6)$$

em que a_0 = abertura hidráulica para um valor nulo de abertura mecânica de junta (traduz a permeabilidade do meio quando livre de tensões impostas por solicitações exteriores); Δa = valor da abertura ou fecho da discontinuidade, que se considera positivo na abertura. Admite-se um valor máximo da abertura, a_{max} , e um valor mínimo, a_{res} , abaixo do qual o fecho mecânico não afeta a permeabilidade.

2.6.3 Modelo do 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 2.4.

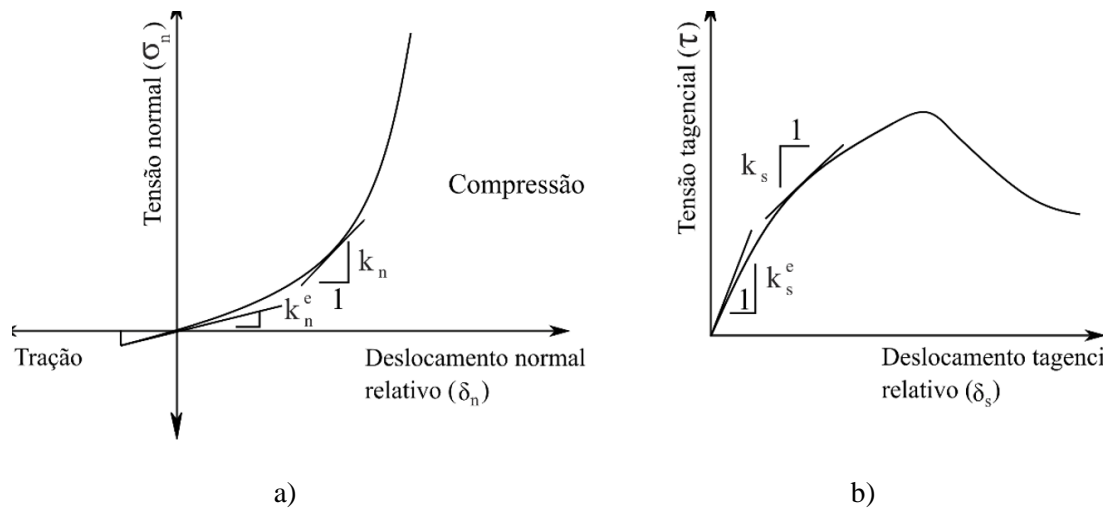


Figura 2.4 – Relações entre tensão e deslocamento relativo: variação do deslocamento relativo normal com a tensão de compressão (a) e variação do deslizamento com a tensão tangencial (b) (adaptado de Pande et al. 1990).

A aplicação de uma tensão de compressão (σ_n) numa descontinuidade do maciço provoca um movimento de fecho (δ_n) que segue o andamento da curva representada na Figura 2.4 a). A inclinação da curva define o valor da rigidez normal (k_n) da descontinuidade, em que, para um determinado valor da tensão normal (σ_n), é dada por:

$$k_n = \frac{\Delta \sigma_n}{\Delta \delta_n} \quad (2.7)$$

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 descontinuidade fecha. Há um valor máximo de fecho da descontinuidade e σ_n tende para infinito quando este limite é aproximado. É usual admitir que as descontinuidades 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 2.4 b). É assim possível definir uma rigidez de corte (k_t), dada por:

$$k_t = \frac{\Delta \tau}{\Delta \delta_s} \quad (2.8)$$

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 modelo que tem sido mais utilizado para representar o comportamento de descontinuidades dos maciços rochosos é o modelo de Mohr-Coulomb, que se descreve de modo sucinto no subcapítulo 3.2. 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 tangencial relativo das paredes da junta é acompanhado por um incremento no deslocamento normal.

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 os que se apresentam neste trabalho nos subcapítulos 3.3 e 3.4, e que foram considerados nas descontinuidades betão/betão e betão/maciço. Tais modelos requerem a definição de um número mais elevado de parâmetros. Do ponto de vista prático, refira-se que muitas vezes é difícil dispor de valores adequados para esses parâmetros. 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.

3 MODELOS CONSTITUTIVOS DE INTERFACE

3.1 Introdução

A análise da segurança ao deslizamento pela superfície de ligação da barragem ao maciço é usualmente realizada adotando nesta zona um modelo simplificado de Mohr-Coulomb sem coesão. Este é um modelo simples, que reproduz a rotura por corte a partir do momento em que se vencem as forças de atrito que ocorrem na superfície de deslizamento.

Na realidade, as superfícies de ligação betão/betão e betão/fundação apresentam coesão e resistência à tracção, que vão diminuindo à medida que se dá o deslizamento ao longo destas superfícies. De modo a adotar modelos constitutivos que representem adequadamente o comportamento destas descontinuidades, tendo em consideração o enfraquecimento dos elementos de junta que as simulam, adotam-se neste trabalho dois modelos de junta com enfraquecimento que a seguir se descrevem.

No início dos trabalhos desta dissertação pensou-se usar apenas um modelo de enfraquecimento, apresentado em Azevedo (2003). No entanto, em simultâneo com o desenvolvimento dos trabalhos, estava a ser desenvolvida no LNEC uma outra dissertação, aplicada a betão e utilizando modelos de partículas, em que era utilizado um outro modelo de enfraquecimento, mais complexo (Manco 2018). Considerou-se assim que era interessante enriquecer os trabalhos que estavam a ser desenvolvidos com a consideração de mais um modelo de junta com enfraquecimento.

Após uma sucinta descrição dos modelos constitutivos com enfraquecimento utilizados neste trabalho apresenta-se, para validação da implementação computacional dos modelos constitutivos, uma análise comparativa do seu desempenho em ensaios de tração, em ensaios de corte puro e em ensaios de corte sob compressão constante.

3.2 Modelo de Mohr-Coulomb

O Modelo de Mohr-Coulomb é o modelo mais simples tradicionalmente adotado na análise de segurança ao deslizamento. Para além da sua simplicidade apresenta a vantagem de requerer um número reduzido de parâmetros que podem ser facilmente obtidos em ensaios experimentais,

nomeadamente o valor da tensão tração limite σ_t , da coesão C e do coeficiente de atrito μ (Figura 3.1).

Neste modelo, uma vez atingida num ponto de integração a força de tração máxima ou a força de corte máxima admissível, passa-se a considerar apenas a transferência de tensões em corte puro sob compressão. Ao coeficiente de atrito corresponde o ângulo φ , designado ângulo de atrito do material, dado por:

$$\mu = \tan \varphi \quad (3.1)$$

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

$$\tau_{max} = C - \sigma_n \mu = C - \sigma_n \tan \varphi \quad (3.2)$$

o que significa que 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 preconizada nas normas de projeto de barragens 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.

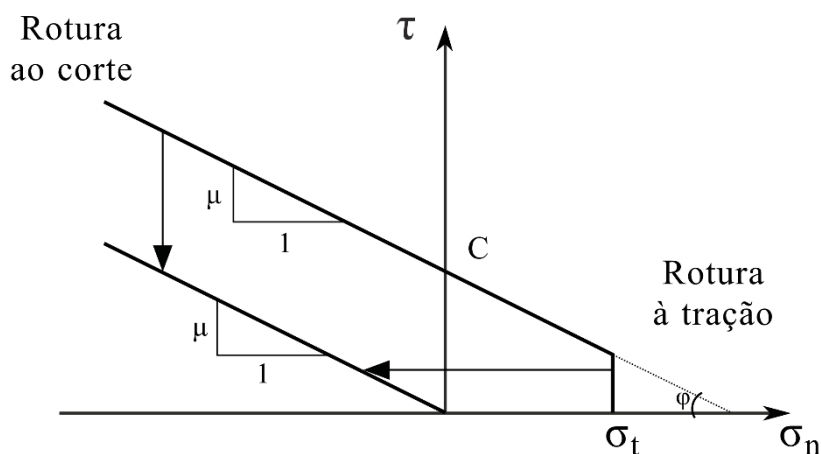


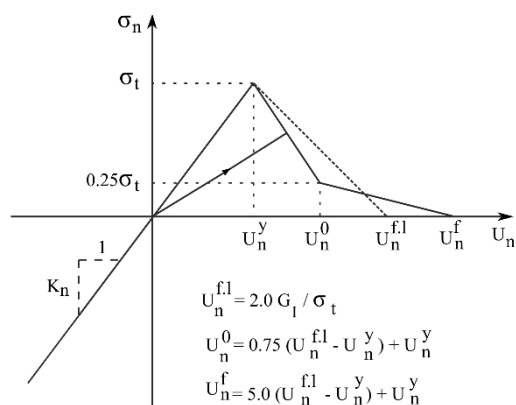
Figura 3.1 – Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite.

3.3 Modelo bilinear desacoplado

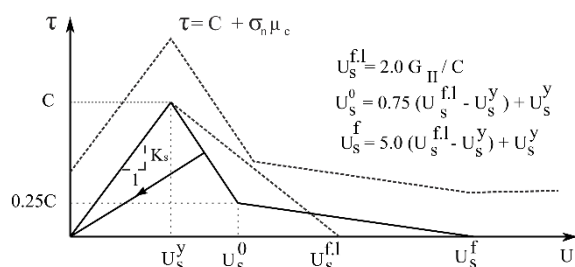
O primeiro modelo constitutivo com enfraquecimento utilizado neste trabalho (ME1) tem por base um modelo de junta com enfraquecimento bilinear na direção normal e na direção de corte (Figura 3.2), que tem sido aplicado em modelos de partículas (Azevedo 2003). Salienta-se que um modelo similar com enfraquecimento linear foi proposto por Resende e Lemos (2006) para análise da segurança ao deslizamento de barragens gravidade e de barragens abóbada.

De acordo com o indicado na Figura 3.2, a partir do momento em que os valores máximos de resistência (tração e coesão) são atingidos, a força de tração resistente máxima e/ou a coesão máxima são reduzidas com base no valor de dano, que varia entre 0 (sem dano) e 1 (contacto considerado totalmente fendilhado, só funcionando em atrito puro). Em cada ponto de integração, o valor de dano é dado pelo valor máximo de dano da componente normal de tração e da componente de corte, definidos em função do valor máximo de deslocamento atingido.

Os parâmetros resistentes são: 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}). São assim necessários 5 parâmetros para definir este modelo.



a) Direção normal



b) Direção tangencial

Figura 3.2 – Modelo de enfraquecimento unidirecional não acoplado do elemento finito de junta (adaptado de Azevedo 2003).

3.4 Modelo de fendilhação/fratura de base elasto-plástica

O segundo modelo de comportamento com enfraquecimento utilizado neste trabalho (ME2) tem por base a teoria da plasticidade, é numericamente eficiente e robusto e descreve o comportamento mecânico das juntas em função da coesão e do coeficiente de atrito. Este modelo baseia-se num modelo desenvolvido por Carol, Prat e López (1977), e foi inicialmente proposto para ser utilizado em problemas de fratura avançados com modelos de partículas poliédricas 3D, em que estas são representadas por elementos finitos (Caballero et al. 2008).

Neste modelo, a fendilhação é definida com base numa função hiperbólica que representa a superfície de cedência, definida com base em três parâmetros: tensão de tração máxima (σ_t), coesão (C) e coeficiente de atrito ($\tan \varphi$). Estes três parâmetros são representados nesta formulação como um vetor $[\Phi] = [\sigma_t, C, \varphi]$. A superfície de cedência é assim representada por:

$$F\{\sigma, \Phi\} = -(C - \sigma \tan \varphi) + \sqrt{\tau^2 + (C - \sigma_t \tan \varphi)^2} = 0 \quad (3.3)$$

De referir que nesta expressão $[\sigma] = [\sigma, \tau]$ representa o estado de tensão.

A função de plasticidade ou potencial plástico é igualmente definida com base numa função hiperbólica, que depende da tensão de tração máxima (σ_t), de um termo de coesão aparente (C_Q) e de um coeficiente de atrito aparente ($\tan \varphi_Q$), correspondendo a uma formulação não associada se estes não forem iguais aos valores de coesão e atrito. Estes três parâmetros são, nesta formulação, agrupados num vetor definido por $[\Psi] = [\sigma_t, C_Q, \varphi_Q]$. De forma análoga à expressão (3.2), tem-se:

$$Q\{\sigma, \Psi\} = -(C_Q - \sigma \tan \varphi_Q) + \sqrt{\tau^2 + (C_Q - \sigma_t \tan \varphi_Q)^2} = 0 \quad (3.4)$$

A Figura 3.3 apresenta as superfícies de cedência e de potencial plástico no plano $\sigma - \tau$.

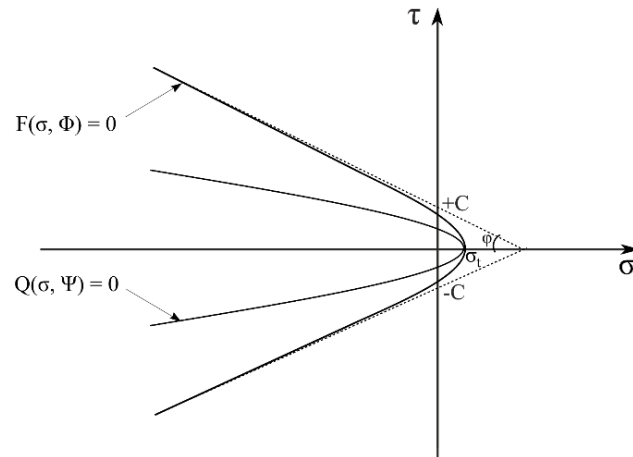


Figura 3.3 – Modelo de enfraquecimento baseado na teoria da plasticidade. Superfície de cedência (F) e potencial plástico (Q) (adaptado de Caballero et al. 2008).

As funções hiperbólicas têm a vantagem de permitir uma transição suave de fendilhação por tração para fendilhação por corte. A evolução desta superfície é controlada por uma variável interna (W_{cr}) que é função do trabalho realizado durante o processo de fratura. A lei de evolução da superfície de fendilhação é controlada por essa variável interna e pelos valores da energia de fratura em modo I (G_I) e modo II (G_{II}).

A lei de evolução da superfície de cedência para o caso de tração é definida a partir da seguinte variável adimensional:

$$\xi_I = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cos \left\{ \frac{\pi W_{cr}}{G_I} \right\} \quad (3.5)$$

em que G_I representa a energia de fratura em modo I.

A lei de evolução da superfície para o termo de atrito e para a coesão tem em conta o seguinte coeficiente:

$$\xi_{II} = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cos \left\{ \frac{\pi W_{cr}}{G_{II}} \right\} \quad (3.6)$$

em que G_{II} representa a energia de fratura em modo II.

As leis de evolução não são formuladas diretamente usando ξ_I e ξ_{II} , mas sim usando a seguinte função $S\{\rho\}$:

$$S\{\rho\} = \frac{e^{-\alpha}}{1 + (e^{-\alpha} - 1)\rho} \quad (3.7)$$

em que ρ tanto pode ser tomado como igual a ξ_I ou ξ_{II} . Considerando α como expoente nesta equação, se α for igual a zero obtém-se $S\{\rho \equiv \xi_I\} = \xi_I$ e $S\{\rho \equiv \xi_{II}\} = \xi_{II}$.

A evolução da tensão de tração última que varia entre σ_t e 0, é então definida com base na seguinte lei:

$$\sigma_t = \sigma_t(1 - S\{\xi_I\}) \quad (3.8)$$

em que ρ é agora considerado como igual a ξ_I .

A evolução da coesão que varia entre C e 0, pode ser assim definida com base na seguinte lei:

$$C = C(1 - S\{\xi_{II}\}) \quad (3.9)$$

em que ρ é agora considerado como igual a ξ_{II} .

A lei da evolução do ângulo de atrito que varia entre o valor inicial e o valor residual, é definida por:

$$\tan \varphi = \tan \varphi_0 - (\tan \varphi_0 - \tan \varphi_{res})S\{\xi_{II}\} \quad (3.10)$$

As leis de evolução dos parâmetros σ_t , C e $\tan \varphi$ estão representadas na Figura 3.4, em função do valor de α . Observa-se que a evolução dos três parâmetros para um expoente α igual a -2, é próxima dos resultados obtidos experimentalmente em ensaios em provetes betão/rocha.

Na Figura 3.5 apresenta-se a evolução da superfície de fendilhação em modo I (tração). Observa-se que, à medida que o elemento de junta inicia o processo de dano em tração, a superfície de fendilhação sofre uma translação até se atingir o valor máximo de energia de fratura correspondente à energia de fratura adotada em modo I. Assim, no fim do ensaio de tração a superfície sofre uma translação para a esquerda, até ser atingida uma tensão normal nula. Os parâmetros C e $\tan \varphi$ têm apenas uma pequena alteração, para os valores usuais dos coeficientes de forma α .

Na Figura 3.6 apresenta-se a evolução da superfície de fendilhação em modo II (corte puro ou compressão/corte). Verifica-se que a superfície de fendilhação, à medida que o processo de dano evolui, sofre uma translação e uma linearização progressiva da relação corte/tensão normal para o valor residual do termo de atrito adotado. Ao atingir-se o valor da energia de fratura em modo I, a superfície de fendilhação passa a estar centrada na origem (só funciona sob compressão) e, à medida que o dano evolui a componente tangencial tende a evoluir para uma relação linear com a tensão normal, como se mostra na figura. Quando a variável interna atinge o valor de energia de fratura em modo II, o ponto de integração passa a funcionar em atrito puro como no modelo de Mohr-Coulomb, sendo o valor do termo de atrito igual ao valor do termo residual adotado. Assim, para valores elevados de σ_n , a hipérbole aproxima-se do critério de Mohr-Coulomb.

Os detalhes da implementação do modelo de enfraquecimento podem ser encontrados em Caballero et al. (2008). Os parâmetros resistentes são: a tensão última de tração (σ_t), coesão máxima (C), coeficiente de atrito (μ_c), coeficiente de atrito residual (μ_{res}), energias de fratura de tração (G_I) e de corte (G_{II}), a coesão aparente (C_Q) e um coeficiente de atrito aparente (μ_Q).

De salientar que este modelo combina a teoria clássica de plasticidade com o conceito de energia de fratura.

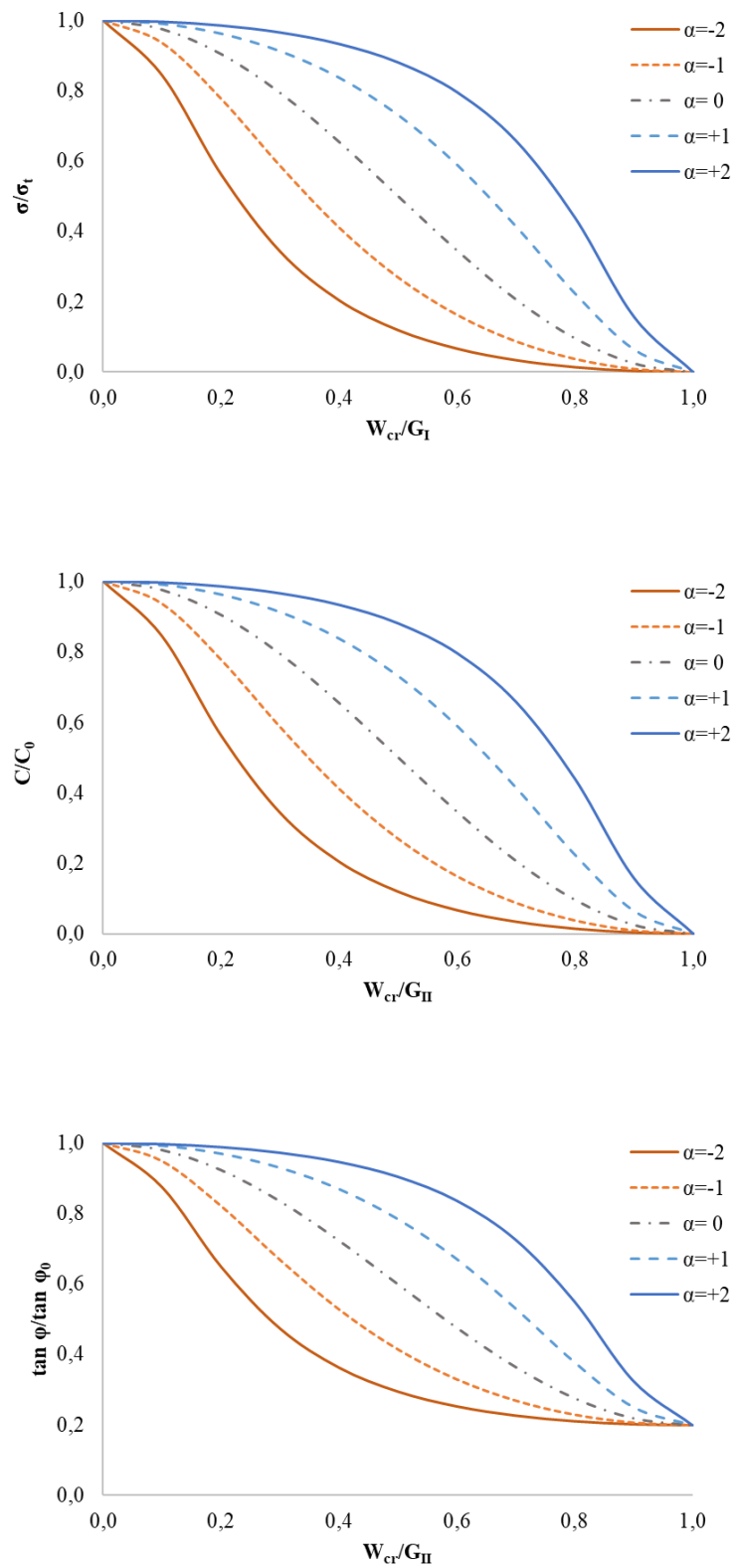


Figura 3.4 – Curvas de σ_t , C e $\tan\phi$ para diferentes valores de α .

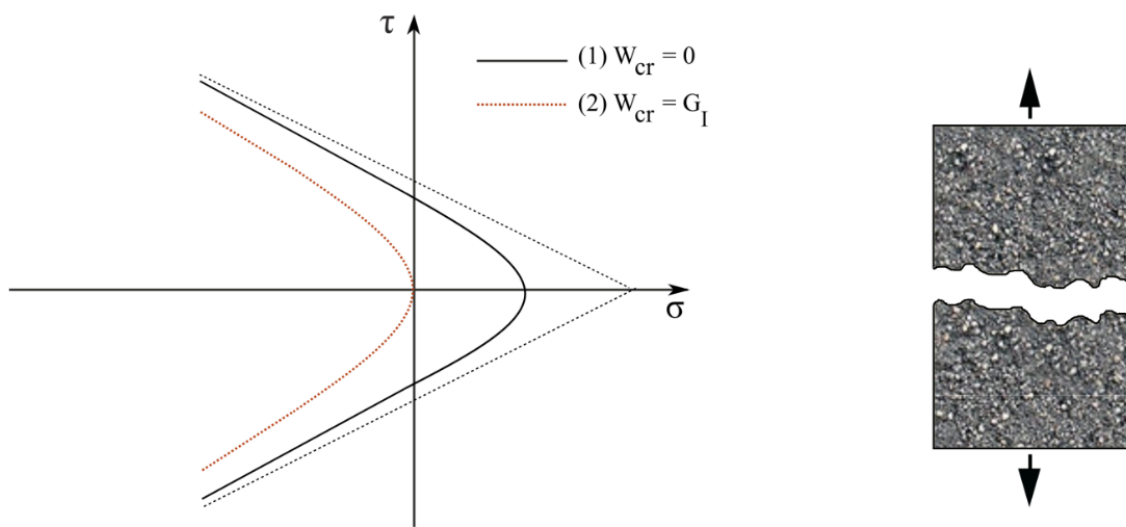


Figura 3.5 – Evolução da superfície de fendilhação em modo I (adaptado de Caballero et al. 2008).

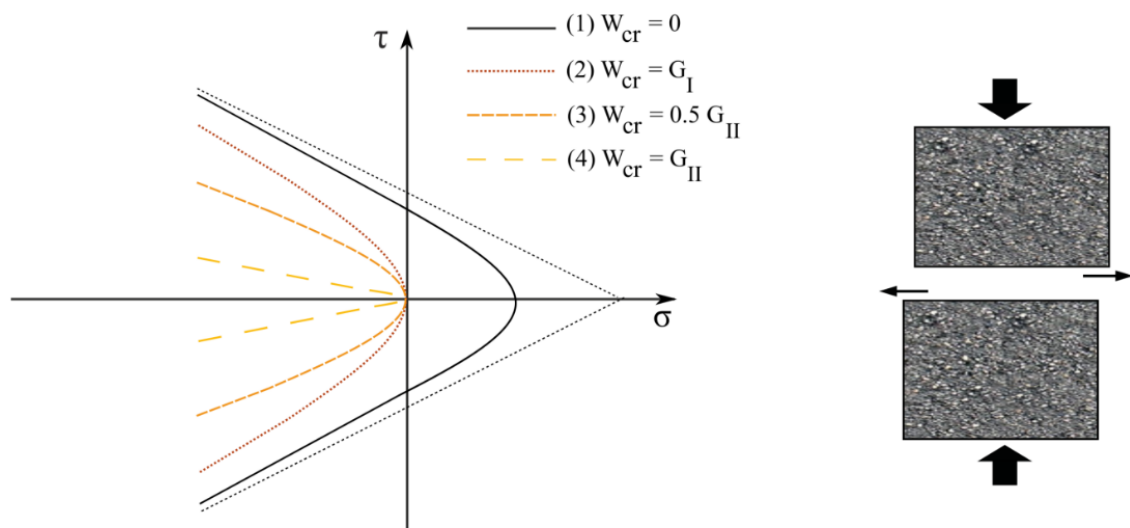


Figura 3.6 – Evolução da superfície de fendilhação em modo II (adaptado de Caballero et al. 2008).

3.5 Comparação dos resultados obtidos com modelos de enfraquecimento

Para comparar qual a diferença nos resultados obtidos com os dois modelos de enfraquecimento apresentados nos dois subcapítulos anteriores (ME1 e ME2), foram simulados numericamente três ensaios diferentes:

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

Na Figura 3.7 apresenta-se o modelo de dois blocos sobrepostos com um único elemento de junta adotado nos ensaios numéricos de comportamento das juntas com enfraquecimento. Os blocos são quadrados com um metro de aresta. Admite-se que os blocos do modelo utilizado têm comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Propriedades mecânicas do material dos blocos

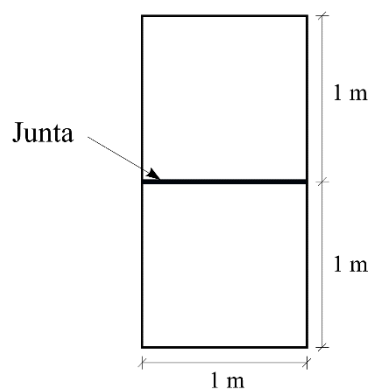
<i>Material</i>	<i>E [GPa]</i>	<i>ν [-]</i>	<i>ρ [kg/m³]</i>
<i>Blocos</i>	<i>30,0</i>	<i>0,15</i>	<i>2500</i>

Na Figura 3.7 apresenta-se a geometria do modelo utilizado nos ensaios numéricos e indica-se a localização dos pontos nodais, dos elementos triangulares e do elemento de junta.

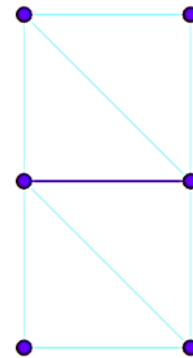
É de salientar que os ensaios de tração e os ensaios de corte e de compressão/corte reproduzem os estados de tensão que ocorrem na base das barragens em situações de rotura iminente: ou a tração é dominante ou o corte é dominante.

3.5.1 Ensaio de tração

No primeiro ensaio analisa-se a resposta de uma única interface sob tração direta. Aplica-se a todos os pontos nodais do bloco superior do modelo um deslocamento vertical de baixo para cima, enquanto os nós do bloco inferior permanecem fixos, originando um deslocamento normal relativo no elemento de junta.



a) Geometria



b) Modelo numérico: pontos nodais, elementos triangulares e elemento de junta

Figura 3.7 – Modelo do ensaio para validação dos modelos de comportamento de juntas com enfraquecimento.

Nos ensaios numéricos de tração direta adotaram-se os seguintes parâmetros elásticos e resistentes:

- **Rigidez elástica (normal e tangencial)**

$$k_n = k_t = 1000 \text{ MPa/mm}$$

- **Tensão de tração limite**

$$\sigma_t = 3 \text{ MPa}$$

- **Coesão**

$$C = 14 \text{ MPa}$$

- **Coefficiente de atrito**

$$\tan \varphi_0 = 0.8$$

- **Coefficiente de atrito residual**

$$\tan \varphi_r = 0.2$$

- **Energia de fratura em modo II**

$$G_{II} = 0.1 \text{ N/mm}$$

Na Figura 3.8 apresentam-se os resultados obtidos com os dois modelos de enfraquecimento para um ensaio de tração pura, para diferentes valores de energia de fratura em modo I, nomeadamente $G_I = 0,01, 0,02, 0,03, 0,05$ e $0,1 \text{ N/mm}$.

A relação tensão-deslocamento é elástica linear e idêntica em todos os casos, até se atingir o valor limite de tração. Depois de atingido o nível de pico de tensão, as curvas tensão/deslocamento apresentam um ramo descendente do tipo bilinear (ME1) ou exponencial (ME2). Observa-se que em tração pura a resposta dos modelos é próxima, sendo que numa fase inicial o modelo ME2 é mais dúctil e para valores de deslocamento relativo mais elevados o modelo ME1 apresenta maior ductilidade.

3.5.2 Ensaio de corte puro

No ensaio de corte puro impõe-se um deslocamento horizontal a todos os pontos nodais do bloco superior do modelo, enquanto os pontos nodais do bloco inferior permanecem fixos, originando um deslocamento tangencial relativo no elemento de junta. Os pontos nodais do bloco superior têm deslocamento livre na direção horizontal, possibilitando assim um ensaio de corte puro. É de referir que neste modelo, caso se adotem valores de coesão aparente e de termo de atrito aparente diferentes dos valores coesão e termo de atrito, ocorre dilatação, ao contrário do modelo anterior.

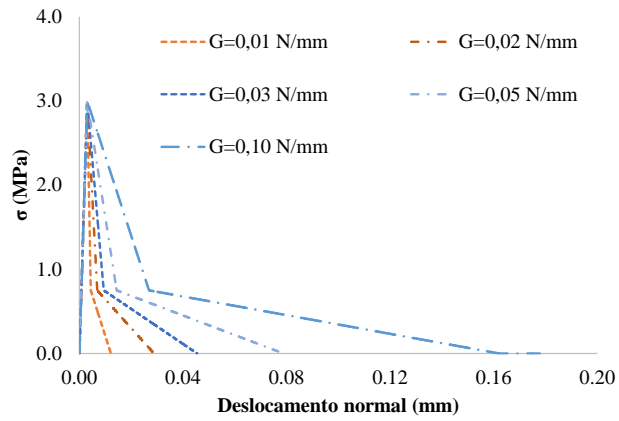
Nos ensaios numéricos de corte puro adotaram-se os seguintes parâmetros elásticos e resistentes:

- **Rigidez elástica (normal e tangencial)**

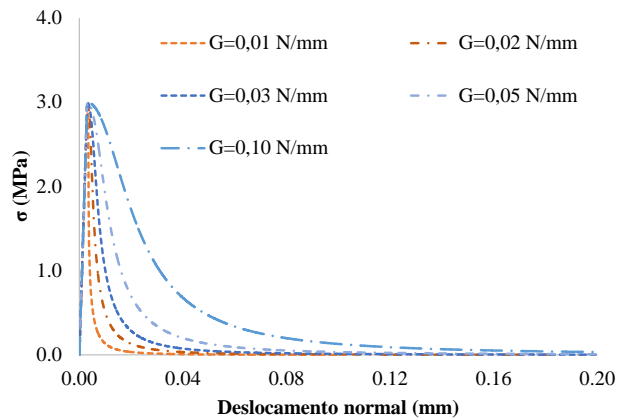
$$k_n = k_t = 25000 \text{ MPa/mm}$$

- **Tensão de tração limite**

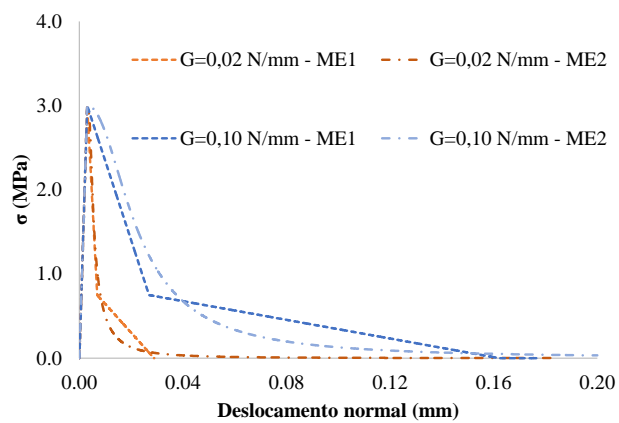
$$\sigma_t = 3 \text{ MPa}$$



a) Modelo bilinear com enfraquecimento (ME1)



b) Modelo de fendilhação de base elasto-plástica (ME2)



c) Modelo de fendilhação ME1 versus ME2

Figura 3.8 – Ensaio de tração direta: tensão normal versus deslocamento relativo.

- **Coesão**

$$C = 4,5 \text{ MPa}$$

- **Coefficiente de atrito**

$$\tan \varphi_0 = 0.8785$$

- **Coefficiente de atrito residual**

$$\tan \varphi_r = 0.2$$

- **Coesão aparente**

$$C_Q = 45,0 \text{ MPa}$$

- **Coefficiente de atrito aparente**

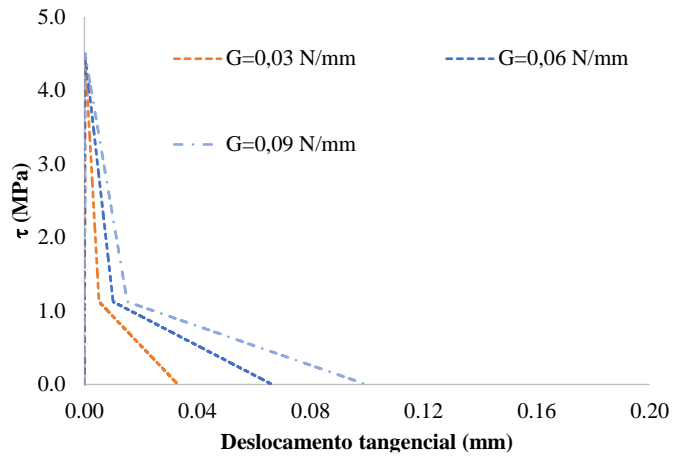
$$\tan \varphi_Q = 0,04$$

- **Energia de fratura em modo I**

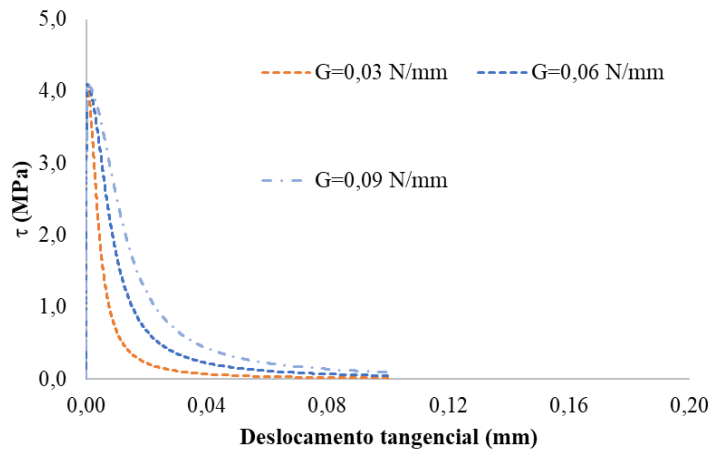
$$G_I = 0,03 \text{ N/mm}$$

Na Figura 3.9 apresentam-se os resultados obtidos com os dois modelos de enfraquecimento para um ensaio de corte puro, para diferentes valores de energia de fratura em modo II, nomeadamente $G_{II} = 0,03, 0,06$ e $0,09 \text{ N/mm}$.

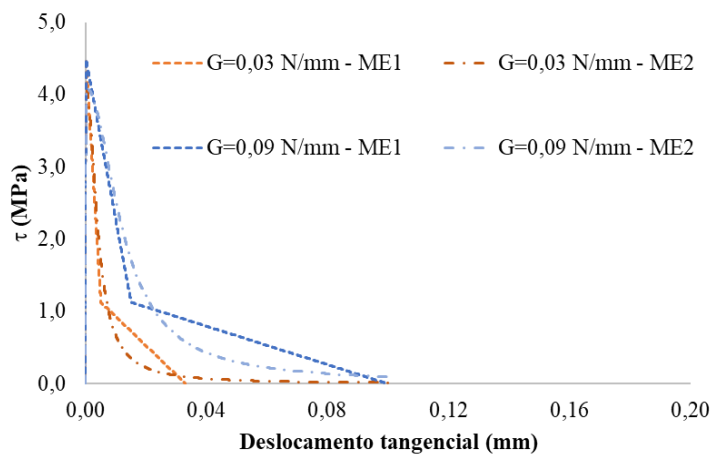
A relação tensão-deslocamento é elástica linear e idêntica em todos os casos, até que se atingir o valor de limite coesão. Depois de atingido o nível de pico de tensão, as curvas tensão/deslocamento apresentam um ramo descendente do tipo bilinear (ME1) ou exponencial (ME2). Observa-se que em corte puro a resposta dos modelos é próxima, sendo que numa fase inicial o modelo ME2 é mais dúctil e para valores de deslocamento relativo mais elevados o modelo ME1 apresenta maior ductilidade.



a) Modelo bilinear com enfraquecimento (ME1)



b) Modelo de fendilhação de base elasto-plástica (ME2)



c) Modelo de fendilhação ME1 versus ME2

Figura 3.9 – Ensaio de corte: tensão tangencial versus deslocamento tangencial relativo.

3.5.3 Ensaio de compressão/corte

No ensaio de corte sob compressão constante, aplica-se uma força vertical de cima para baixo nos pontos nodais do bloco superior do modelo de modo a aplicar o valor de tensão normal atuante previamente definido. Os pontos nodais do bloco inferior permanecem fixos. Após se atingir o equilíbrio estático impõe-se um deslocamento horizontal nos nós do bloco superior, originando um deslocamento tangencial relativo no elemento de junta sob tensão constante. Os pontos nodais do bloco superior têm deslocamento livre na direção vertical.

Nos ensaios numéricos de corte sob compressão constante adotaram-se os seguintes parâmetros elásticos e resistentes:

- **Rigidez elástica (normal e tangencial)**

$$k_n = k_t = 25000 \text{ MPa/mm}$$

- **Valor de tração limite**

$$\sigma_t = 3 \text{ MPa}$$

- **Coesão**

$$C = 4,5 \text{ MPa}$$

- **Coefficiente de atrito**

$$\tan \Phi_0 = 0.8785$$

- **Coefficiente de atrito residual**

$$\tan \Phi_r = 0.2$$

- **Coesão aparente**

$$C_Q = 45,0 \text{ MPa}$$

- **Coefficiente de atrito aparente**

$$\tan \varphi_Q = 0,04$$

- **Energia de fratura em modo I**

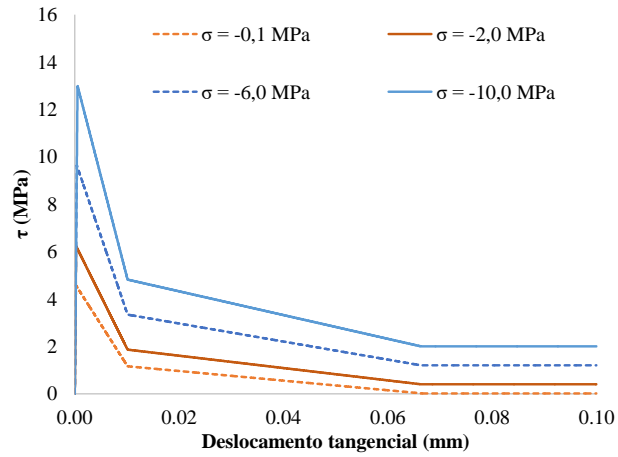
$$G_I = 0,03 \text{ N/mm}$$

- **Energia de fratura em modo II**

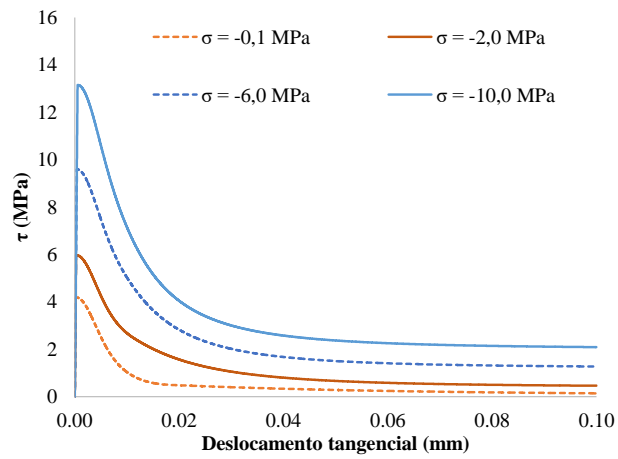
$$G_{II} = 0,06 \text{ N/mm}$$

Na Figura 3.10 apresentam-se os resultados obtidos com os dois modelos de enfraquecimento para um ensaio de corte sob compressão, para diferentes valores de tensão normal de compressão, considerando nomeadamente $\sigma_n = -0,1; -2,0; -6,0$ e $-10,0$ MPa.

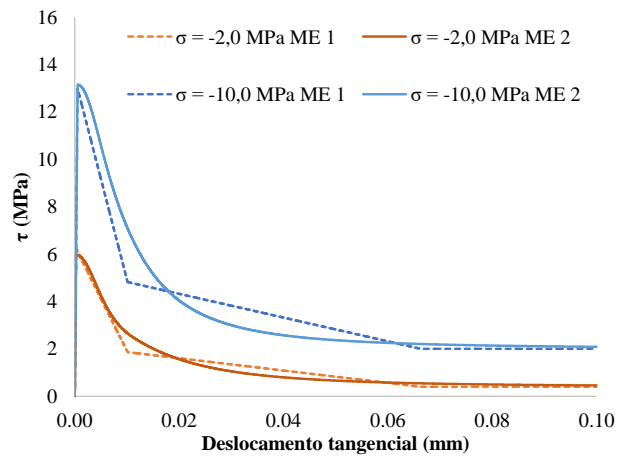
A relação tensão-deslocamento é elástica linear e idêntica em todos os casos, até que se atingir o valor de tensão tangencial máxima limite. Depois de atingido o nível de pico de tensão, as curvas tensão/deslocamento apresentam um ramo descendente do tipo bilinear (ME1) ou exponencial (ME2). Tal como nos ensaios anteriores, observa-se que em corte sob compressão a resposta dos modelos é próxima, sendo que numa fase inicial o modelo ME2 é mais dúctil e para valores de deslocamento relativo mais elevados o modelo ME1 apresenta maior ductilidade.



a) Modelo bilinear com enfraquecimento (ME1)



b) Modelo de fendilhação de base elasto-plástica (ME2)



c) Modelo de fendilhação ME1 versus ME2

Figura 3.10 – Ensaio de corte sob compressão: tensão tangencial versus deslocamento tangencial relativo.

4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS GRAVIDADE PARA CENÁRIOS DE ROTURA POR DESLIZAMENTO

4.1 Introdução

Apresenta-se a análise de segurança tradicionalmente adotada na verificação à rotura pela superfície de ligação betão/rocha com base no método de redução das resistências, demonstrando-se a equivalência entre a redução do termo de atrito da descontinuidade e a amplificação da pressão da água no paramento de montante da barragem.

Realiza-se uma análise de segurança ao deslizamento com base nos modelos de enfraquecimento apresentados no capítulo anterior, para dois casos de comportamento do maciço rochoso: comportamento elástico linear e comportamento frágil.

Foram desenvolvidos diferentes modelos que foram utilizados para estudar a segurança do sistema barragem/fundação em relação à rotura por deslizamento, admitindo que o deslizamento pode ocorrer no contacto barragem/maciço de fundação e nas descontinuidades do maciço.

4.2 Descrição dos modelos

4.2.1 Geometria

No estudo efetuado foram considerados quatro modelos, que representam duas grandes barragens gravidade de alturas diferentes (15 m e 30 m) fundadas em maciços rochosos com duas geometrias de fracturação. Na Figura 4.1 apresenta-se esquematicamente a geometria dos modelos desenvolvidos, com todas as dimensões representadas em função da altura da barragem (H) e da largura do coroamento (a). Os valores de H considerados para a análise de estabilidade foram de 15 m e 30 m, com as respetivas larguras do coroamento de 3 m e de 5 m. A geometria do modelo inicial de blocos, incluindo descontinuidades da fundação, foi gerada com base nos algoritmos de geração incluídos no programa UDEC (Itasca 2004).

Na Figura 4.2 apresentam-se as dimensões dos modelos, respetivamente para cada barragem.

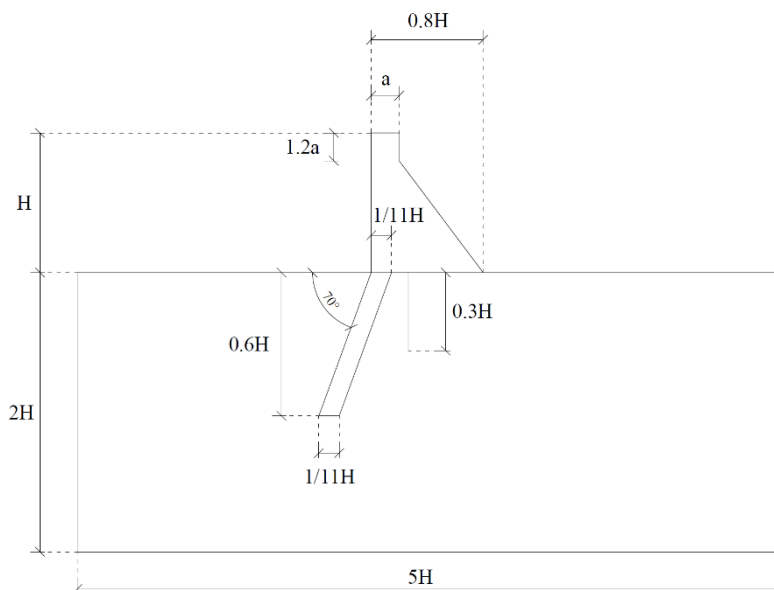
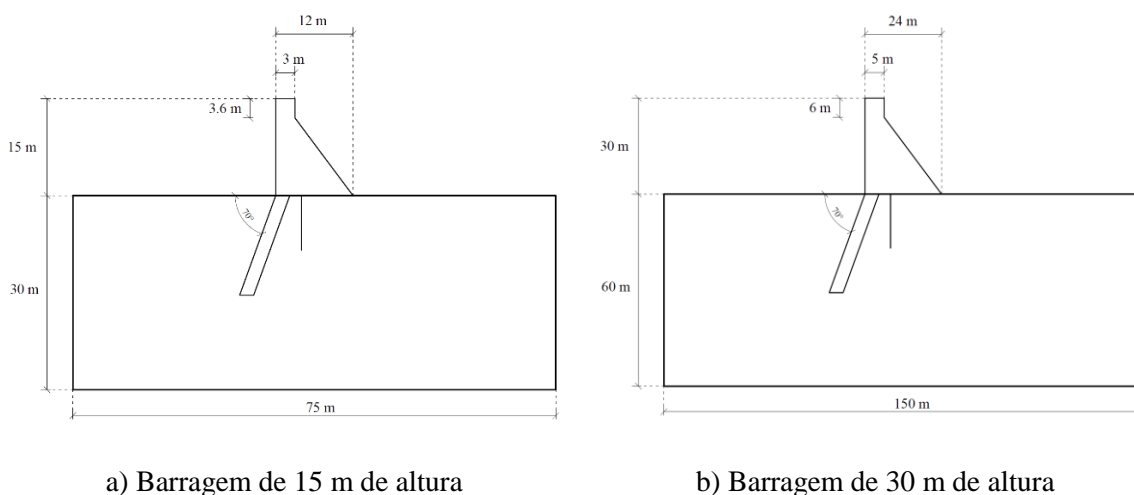


Figura 4.1 – Geometria dos modelos.



a) Barragem de 15 m de altura

b) Barragem de 30 m de altura

Figura 4.2 – Dimensões dos modelos.

Nos quatro modelos foi considerada a existência de cortina de impermeabilização e de sistema de drenagem. A cortina de impermeabilização tem uma inclinação para montante de 70° . A profundidade da cortina é de $0,55H_2$, sendo H_2 igual à altura da barragem subtraída de 2 m. A distância da cortina de drenagem ao pé de montante da barragem é igual a $1/6$ do comprimento da base da barragem, atingindo a profundidade de $0,3H_2$. Na Tabela 4.1 apresentam-se os valores da profundidade da cortina de drenagem e do sistema de impermeabilização consideradas nos diferentes modelos (nesta tabela optou-se por designar o modelo pela altura da barragem).

Tabela 4.1 - Profundidade da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem

<i>Modelo</i>	<i>H [m]</i>	<i>Profundidade da cortina de impermeabilização [m]</i>	<i>Profundidade do sistema de drenagem[m]</i>
15	15,0	7,2	3,9
30	30,0	15,4	8,4

As juntas de construção no corpo das barragens foram simuladas por uma família de descontinuidades horizontais com espaçamento de 3,0 m. Os maciços rochosos de fundação foram representados com duas famílias de descontinuidades. Considerou-se um modelo, designado por “reg”, com uma família de descontinuidades horizontal e contínua, com espaçamento de 5,0 m, e uma família formada por troços verticais, com espaçamento médio de 5,0 m e desvio padrão de 1,0 m. Considerou-se outro modelo, designado por “diag”, com famílias de descontinuidades contínuas ortogonais que fazem ângulos de 15° e 105° com a horizontal. Neste último caso, o facto de as famílias de descontinuidades serem contínuas e planas com a orientação referida favorece a formação de mecanismos de rotura com formação de cunhas que podem deslizar sob a barragem.

Na Figura 4.3 apresenta-se a geometria dos quatro modelos desenvolvidos, em que o domínio é representado por um conjunto de blocos e entre os blocos existem elementos de junta. Na mesma figura é apresentada a discretização de cada bloco em elementos finitos planos triangulares, de modo a permitir considerar a deformabilidade dos blocos. Nesta fase de trabalho optou-se por designar o modelo pela altura da barragem (15 ou 30), seguida da designação da fundação (“reg” ou “diag”).

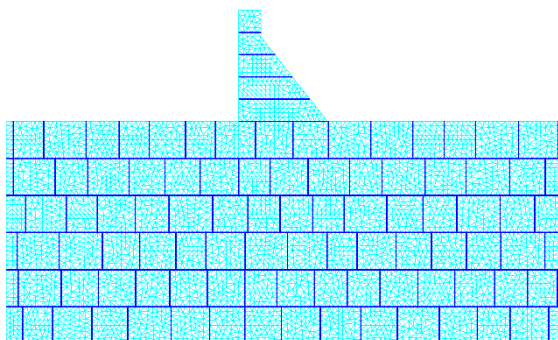
Na Tabela 4.2 apresentam-se os números de elementos mecânicos e hidráulicos utilizados nos quatro modelos. É de referir que a dimensão média das arestas dos elementos triangulares é de 0,6 m.

4.2.2 Condições de fronteira

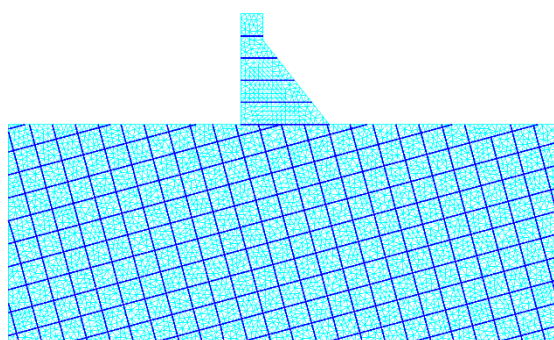
Relativamente às condições de fronteira mecânicas, considerou-se a base do modelo fixa e foram impedidos os deslocamentos horizontais nas fronteiras laterais.

Como condições de fronteira hidráulicas, admitiu-se permeabilidade nula na base e nas fronteiras laterais do modelo e simulou-se o sistema de drenagem impondo um potencial ao longo dos

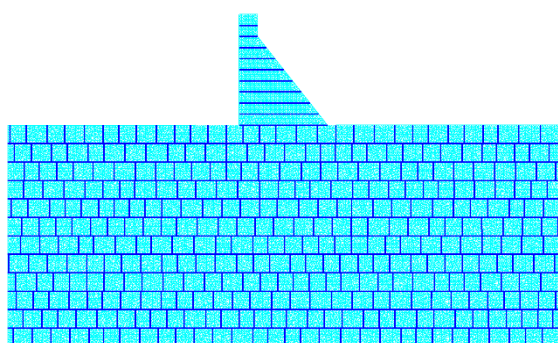
drenos igual a 1/3 do potencial a montante da obra. Admitiu-se que as juntas de construção da barragem são impermeáveis.



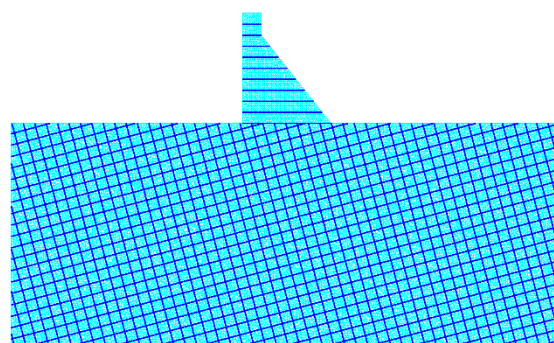
a) Modelo 15- reg



b) Modelo 15-diag



c) Modelo 30- reg



d) Modelo 30-diag

Figura 4.3 – Modelos descontínuos dos conjuntos barragem/fundação. Discretização de cada bloco em elementos finitos planos triangulares.

Tabela 4.2 - Características dos modelos

<i>Modelo</i>	<i>Número de pontos nodais mecânicos</i>	<i>Número de elementos triangulares</i>	<i>Número de elementos de junta</i>	<i>Número de pontos nodais hidráulicos</i>	<i>Número de canais de escoamento</i>
15-reg	6531	9629	1420	1322	1379
15-diag	8063	10058	2550	2299	2509
30-reg	25883	38549	5843	5367	5659
30-diag	31784	40178	10221	9115	10037

4.2.3 Propriedades dos materiais

Admite-se que o betão da barragem e dos blocos do maciço rochoso de fundação têm comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas no Tabela 4.3. Nas juntas da zona em betão considera-se a rigidez normal (k_n) igual a 40 GPa/m e a rigidez tangencial (k_t) igual a 15 GPa/m. Na ligação barragem/fundação e nas descontinuidades do maciço considera-se $k_n = 24$ GPa/m e $k_t = 12$ GPa/m. Nas descontinuidades do maciço, quando se considera comportamento não linear, admite-se coesão e resistência à tração nulas e um ângulo de atrito de 45°.

Tabela 4.3 - Propriedades mecânicas dos materiais

<i>Material</i>	<i>E</i> [GPa]	<i>v</i> [-]	<i>ρ</i> [kg/m ³]
Betão da barragem	20,0	0,2	2400
Blocos do maciço rochoso	12,0	0,2	2650

Relativamente às propriedades hidráulicas dos modelos, admitindo os seguintes valores de abertura hidráulica $a_0 = 1,668 \times 10^{-4}$ m, $a_{res} = 1/3 \times a_0$ e $a_{max} = 5 \times a_0$. Admitiu-se que a permeabilidade da superfície de ligação da barragem à fundação era metade da permeabilidade das descontinuidades da fundação e que a cortina de impermeabilização era 10 vezes menos permeável que o maciço.

4.3 Pressões na base da barragem

Na Figura 4.4 apresenta-se a distribuição de pressões ao longo da base da barragem obtida nos cálculos efetuados com as barragens de 15 m e de 30 m de altura. Nos cálculos foi tido em consideração a existência da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem.

Apresentam-se os resultados obtidos com as duas geometrias de fundação consideradas, com descontinuidades horizontais e verticais (“reg”) e com descontinuidades inclinadas (“diag”). Em cada um dos gráficos é apresentada uma comparação entre os resultados obtidos e a distribuição bilinear de tensões na base da barragem, usualmente considerada no dimensionamentos deste tipo de obras.

No caso da barragem com 15 m de altura verifica-se que a montante da linha de drenagem obtêm-se, para as duas geometrias de fracturação da fundação, pressões inferiores às dadas pela

distribuição bilinear. No entanto, a jusante da linha de drenagem, as pressões são mais elevadas, sobretudo no caso da fundação com descontinuidades inclinadas.

No caso da barragem com 30 m de altura obtêm-se pressões muito próximas com as duas geometrias de fraturação da fundação, que, tal como no caso da barragem de 15 m de altura, são, a montante da drenagem, inferiores às definidas pela distribuição bi-linear. No entanto, a jusante da linha de drenagem, as pressões são significativamente mais elevadas, o que revela a importância de usar modelos hidromecânicos na análise de estabilidade deste tipo de obras.

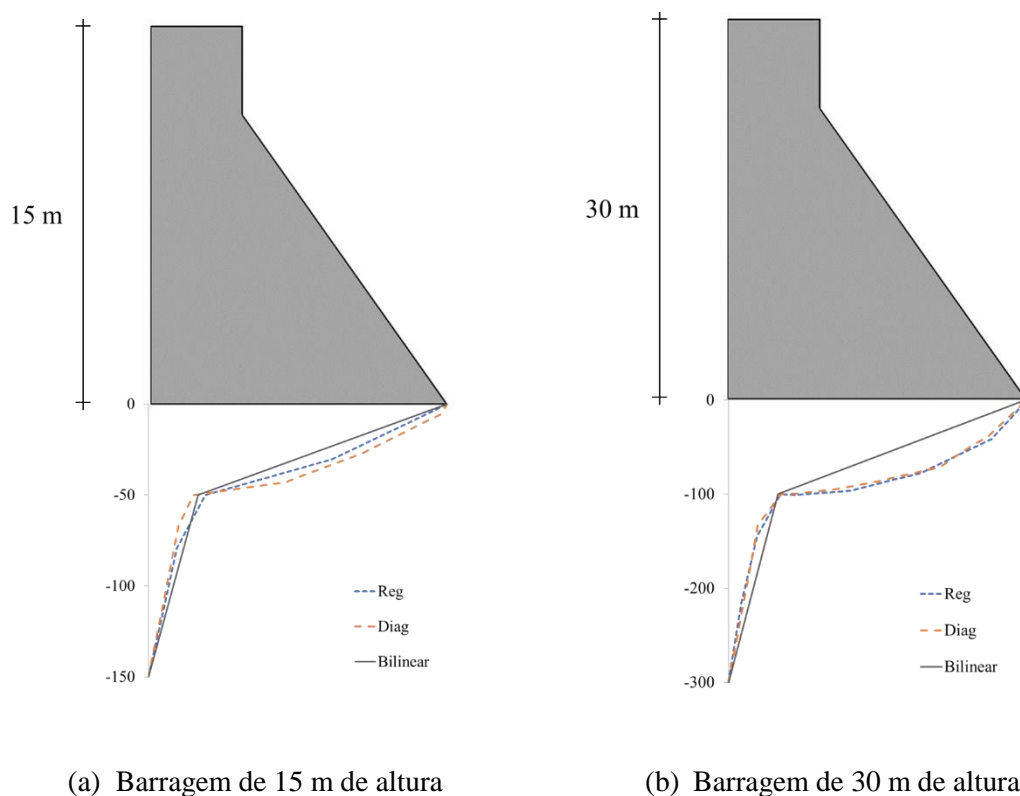


Figura 4.4 – Pressões ao longo da base da barragem.

4.4 Análise de estabilidade

Os modelos desenvolvidos foram utilizados para estudar a segurança do sistema barragem/fundação em relação à rotura por deslizamento, admitindo que o deslizamento pode ocorrer não só no contacto barragem/maciço de fundação, mas também nas descontinuidades do maciço.

A análise foi efetuada em duas fases: primeiro efetuou-se um cálculo hidromecânico, tendo em consideração o peso da barragem, admitindo que a superfície freática se encontrava à cota do terreno e que a relação entre tensões efetivas horizontais e verticais *in situ* era igual a 0,5; depois aplicou-se a pressão hidrostática no paramento de montante e na base da albufeira, admitindo todas as descontinuidades com comportamento elástico linear. Nesta segunda fase, foi primeiro efetuada uma análise mecânica seguida de uma análise hidromecânica. 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 coroamento.

Nas análises correspondentes à redução da resistência ou amplificação da carga, as pressões mantiveram-se constantes e iguais às obtidas na situação de equilíbrio inicial (não se realizou o cálculo hidráulico durante o processo de determinação do fator de segurança).

4.4.1 Método de redução das resistências/amplificação da carga hidráulica

A análise de estabilidade foi efetuada de duas maneiras diferentes, comparando-se os resultados obtidos. Primeiro utilizou-se o método de redução das resistências, tipicamente utilizado no projeto de fundações, e depois utilizou-se o método de amplificação da carga hidráulica. Nesta fase do trabalho, os cálculos foram feitos com o modelo de Mohr-Coulomb, sem considerar o enfraquecimento.

Como já foi referido, a análise de estabilidade foi primeiro efetuada com o método de redução das resistências. Esta análise foi feita com os modelos descontínuos desenvolvidos, que têm em consideração a interação hidromecânica. Admitiu-se um ângulo de atrito inicial de 45° na superfície de ligação betão/maciço, comportamento frágil das juntas do maciço e comportamento elástico das juntas horizontais da barragem. O ângulo de atrito (φ) das descontinuidades foi gradualmente reduzido até à rotura do modelo (o coeficiente de redução foi aplicado ao coeficiente $\tan \varphi$). Assim, o processo de minoração consistiu em dividir a tangente do ângulo de atrito por um fator F, até à rotura do modelo.

A análise da estabilidade foi depois efetuada de outra maneira, amplificando a carga hidráulica até à rotura do modelo. Esta análise também foi feita com os modelos descontínuos desenvolvidos, que têm em consideração a interação hidromecânica. Considerou-se que se atinge a rotura quando

num dado patamar se excede em 5 vezes o número de passos de cálculo necessários à convergência no patamar anterior.

De referir que o método de redução das resistências é relativamente simples de utilizar quando se considera o modelo de Mohr-Coulomb. No entanto, quando se utilizam modelos de junta mais complexos, que envolvem um elevado número de parâmetros e têm em conta o dano, é usual optar-se pelo método de amplificação da carga hidráulica para fazer as análises de estabilidade.

Na Tabela 4.4 apresentam-se os resultados das análises numéricas efetuadas, apresentando-se igualmente o fator de segurança analítico, obtido por equilíbrio de corpo rígido da barragem, em que as forças normais efetivas são definidas com base nos valores numéricos das tensões efetivas na base da barragem.

Tabela 4.4 - Fatores de segurança

<i>Modelo</i>	<i>tan φ inicial</i>	<i>tan φ final</i>	<i>FS tang φ</i>	<i>FS aumento carga h</i>	<i>FS analítico</i>
15-reg	1,0	0,61	1,63	1,63	1,62
15-diag	1,0	0,63	1,60	1,60	1,60
30-reg	1,0	0,65	1,54	1,55	1,53
30-diag	1,0	0,65	1,54	1,55	1,54

Na Figura 4.5 apresenta-se a evolução do deslocamento horizontal do coroamento para cada patamar analisado. Nos gráficos da Figura 4.5 os ângulos de atrito são apresentados por ordem decrescente, de modo a facilitar a análise.

Os resultados obtidos validam a ferramenta numérica adotada e indicam que existe uma relação próxima entre a abordagem de redução de resistências e a abordagem de amplificação de carga hidráulica, mesmo para uma análise em que se admite a deformabilidade da barragem e da fundação.

Verifica-se que com a barragem de maior altura, 30 m, se obtêm fatores de segurança ao deslizamento ligeiramente inferiores aos fatores de segurança obtidos para a barragem com 15 m de altura. Dado que a geometria das discontinuidades da fundação tem uma ligeira influência sobre a distribuição de pressões ao longo da base da barragem, os fatores de segurança para cada geometria da fundação são ligeiramente diferentes para a mesma altura de barragem, dado as tensões efetivas serem diferentes.

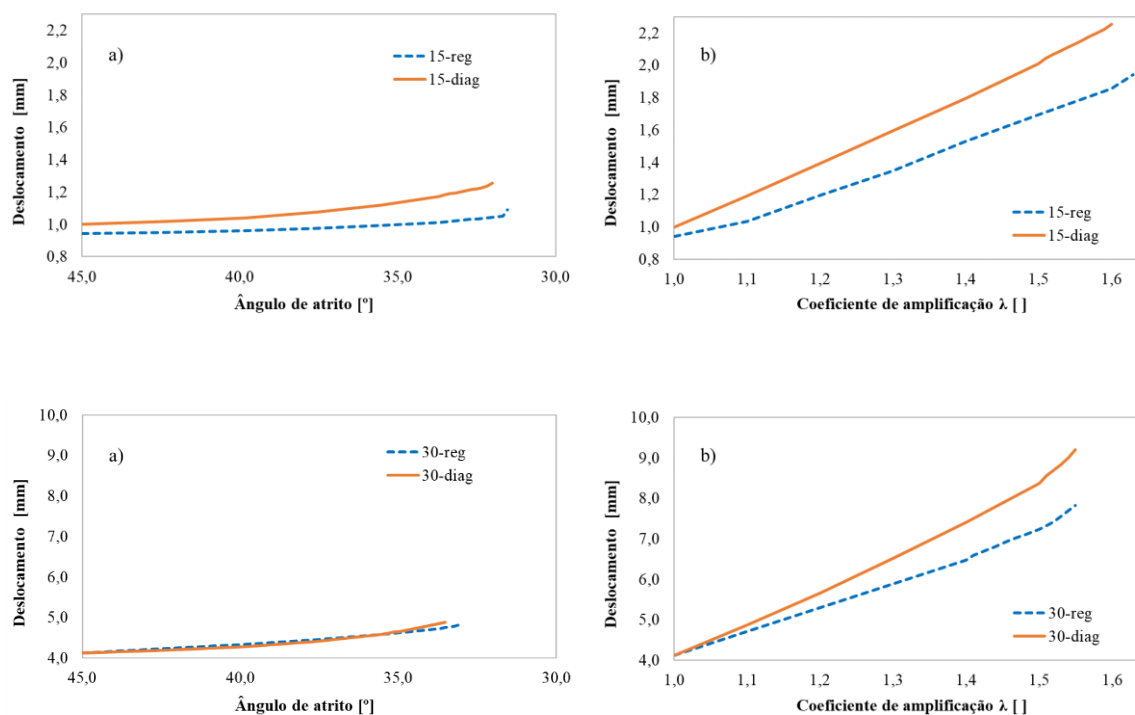


Figura 4.5 – Deslocamento horizontal do coroamento das barragens durante o processo de redução do ângulo de atrito (a) e durante o processo de amplificação da carga hidráulica (b).

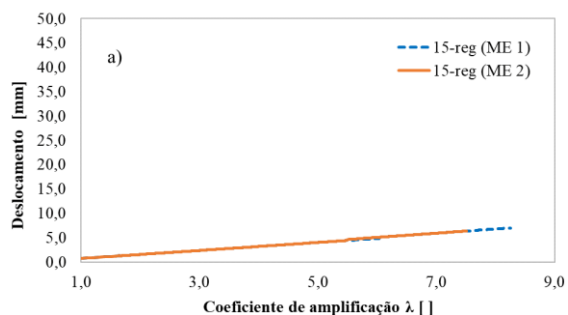
4.4.2 Modelos de enfraquecimento

Realizou-se uma análise de estabilidade adotando o método de amplificação das cargas, para os 4 modelos numéricos analisados. Adotaram-se os modelos de enfraquecimento descritos nos subcapítulos 3.3 e 3.4 nas superfícies de ligação betão/betão e betão/rocha, considerando duas hipóteses de comportamento da fundação: comportamento elástico linear ou comportamento frágil. Na Tabela 4.5 apresentam-se os valores dos parâmetros dos modelos de enfraquecimento. De referir que os parâmetros elásticos e os parâmetros resistentes apresentados foram adaptados dos valores apresentados em Caballero et al. (2008).

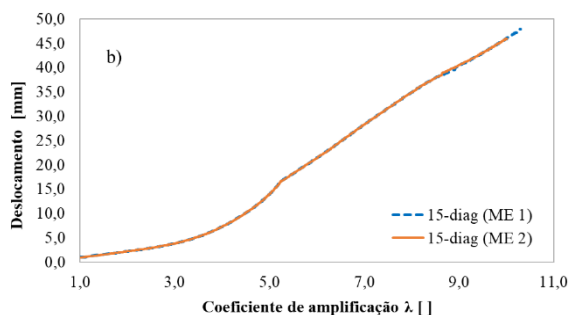
Tabela 4.5 - Parâmetros dos modelos de enfraquecimento.

<i>Descontinuidade</i>	σ	G_I [Nm/m ²]	C	G_{II} [Nm/m ²]	$\tan \varphi$	C_Q	$\tan \varphi_Q$	$\tan \varphi_r$
Betão/betão e betão/maciço	2,9	250	8,0	2500	1,0	120	0,04	0,20

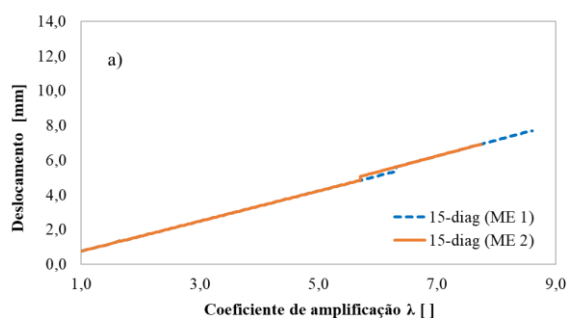
Na Figura 4.6 apresenta-se, para a barragem de 15 m, a evolução do deslocamento horizontal do coroamento em função do coeficiente de amplificação da pressão hidrostática para os dois modelos de enfraquecimento e para as duas hipóteses de comportamento da fundação. Verifica-se que, para a hipótese de comportamento elástico linear da fundação, a evolução do deslocamento horizontal em função do coeficiente de amplificação é praticamente linear, sendo diferente da observada na hipótese de comportamento frágil.



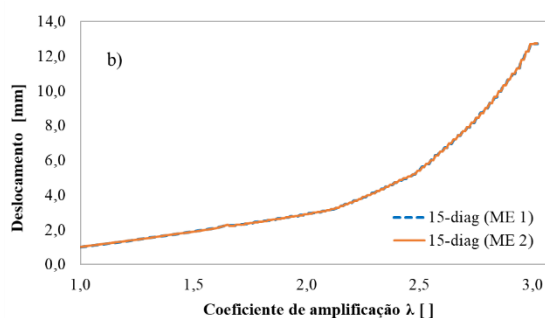
Modelo 15-reg (E)



Modelo 15-reg (NL)



Modelo 15-diag (E)



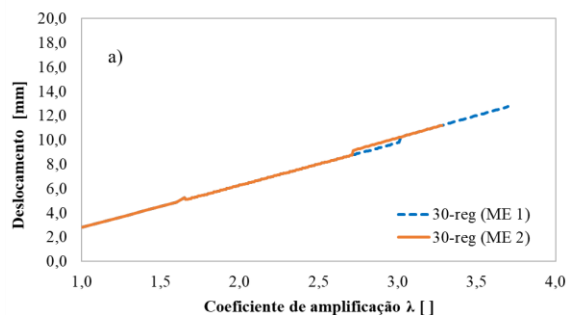
Modelo 15-diag (NL)

Figura 4.6 – Deslocamento horizontal do coroamento da barragem de 15 m durante o processo de amplificação das cargas – Fundação elástica (E) e Fundação não linear (NL).

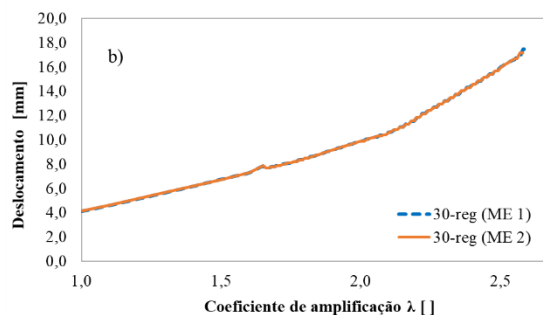
Observa-se que ambos os modelos de enfraquecimento conduzem a fatores de segurança próximos, dado os seus comportamentos em situações de tração pura e corte sob compressão serem semelhantes.

De forma análoga, na Figura 4.7 apresenta-se, para a barragem de 30 m, a evolução do deslocamento horizontal do coroamento em função do coeficiente de amplificação das cargas para os dois modelos de enfraquecimento e para as duas hipóteses de comportamento da fundação. À semelhança da barragem de 15 m verifica-se que, para a hipótese de comportamento elástico

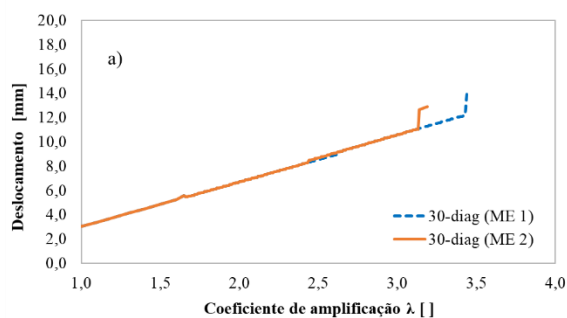
linear da fundação, a evolução do deslocamento horizontal em função do coeficiente de amplificação é praticamente linear, sendo diferente da observada na hipótese de comportamento frágil. Observa-se também que ambos os modelos de enfraquecimento conduzem a fatores de segurança próximos (Tabela 4.6).



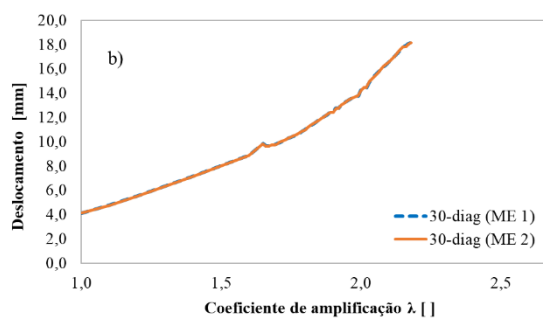
Modelo 30-reg (E)



Modelo 30-reg (NL)



Modelo 30-diag (E)



Modelo 30-diag (NL)

Figura 4.7 – Deslocamento horizontal do coroamento da barragem de 30 m durante o processo de amplificação das cargas – Fundação elástica (E) e Fundação não linear (NL).

Verifica-se igualmente que os fatores de segurança associados à fundação com descontinuidades do tipo “diag” são muito inferiores, dado que estas descontinuidades favorecem a ocorrência de deslizamento da barragem. Observa-se um comportamento equivalente na barragem de 15 m. Tal como na secção anterior, em que se aplicou o método de redução das resistências, verifica-se que os fatores de segurança associados à barragem de maior altura são inferiores aos obtidos para a barragem de 15 m.

Tabela 4.6 - Fatores de segurança considerando o aumento das cargas

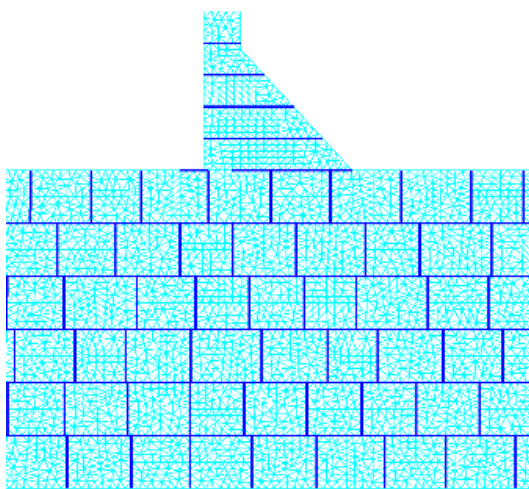
<i>Modelo</i>	<i>Fundação elástica</i>		<i>Fundação não linear</i>	
	<i>ME 1</i>	<i>ME 2</i>	<i>ME 1</i>	<i>ME 2</i>
15-reg	8,25	7,51	10,30	10,01
15-diag	8,60	7,74	3,02	3,02
30-reg	3,70	3,28	2,59	2,58
30-diag	3,46	3,19	2,18	2,18

Tal como esperado, os fatores de segurança obtidos com base em modelos de enfraquecimento são bastante mais altos que os obtidos com o método de redução das resistências, em especial na fundação com comportamento elástico e com geometria do tipo “reg”. É de referir, no entanto, que os cálculos não foram feitos exatamente da mesma maneira, o que tem influência no valor dos fatores de segurança. De facto, na aplicação do método de redução das resistências foi feita uma amplificação gradual da pressão hidrostática no paramento de montante da barragem enquanto que na aplicação dos modelos de enfraquecimento foi feita uma amplificação gradual da pressão hidrostática e do peso próprio da barragem.

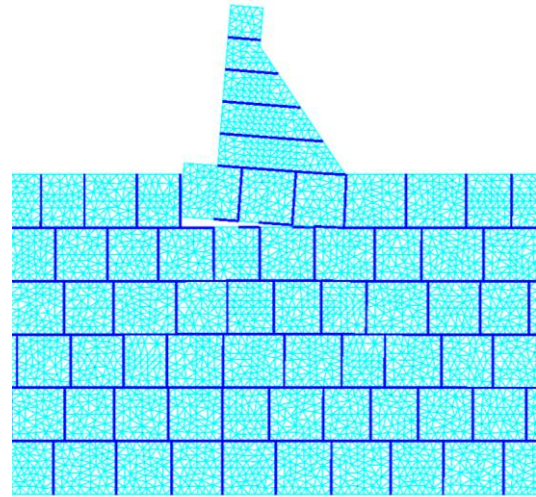
Na Figura 4.8 apresentam-se os modos de rotura dos modelos com barragens de 15 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas, considerando o modelo de enfraquecimento ME1.

A análise da figura permite verificar que:

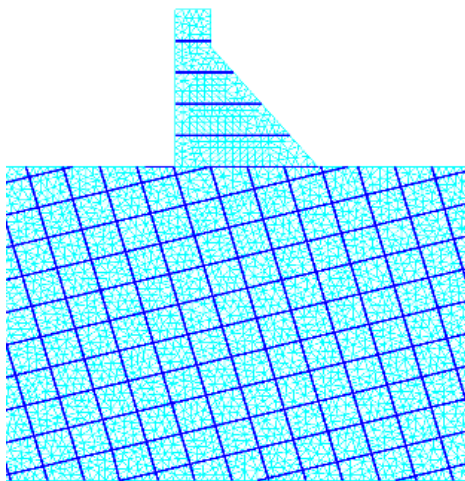
- i) no modelo com fundação com comportamento elástico (E), a única rotura que ocorre é na ligação betão/rocha e não se verificam roturas no corpo da barragem. Na situação de não equilíbrio, todos os pontos da base da barragem apresentam o dano máximo;
- ii) no modelo com fundação com comportamento não linear (NL), devido à geometria do maciço de fundação com descontinuidades horizontais e verticais, a rotura ocorre na base da barragem, pela interface betão/rocha. Nos dois modelos está associado o mecanismo de rotura da fundação. Pelo que a rotura envolve as descontinuidades da fundação.



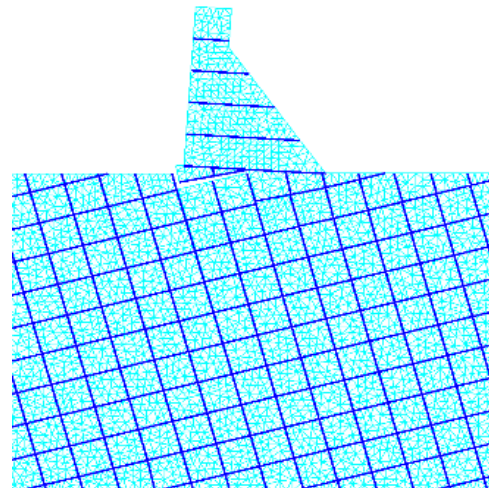
Modelo 15-reg (E)



Modelo 15-reg (NL)



Modelo 15-diag (E)



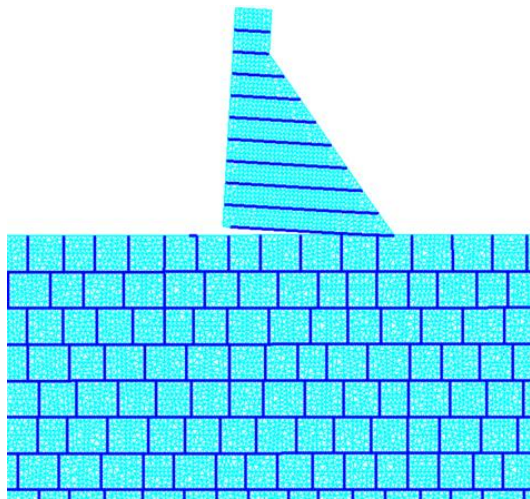
Modelo 15-diag (NL)

Figura 4.8 – Modos de rotura dos modelos com barragens de 15 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas (ME1).

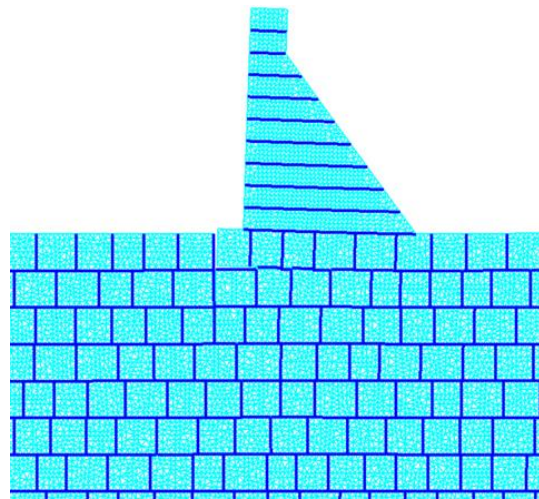
Na Figura 4.9 apresentam-se os modos de rotura dos modelos com barragens de 30 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas, considerando o modelo de enfraquecimento ME1.

Nestes modelos, tal como nos modelos com a barragem de 15 m de altura, observa-se para a hipótese de comportamento elástico da fundação, a rotura ocorre por deslizamento na interface

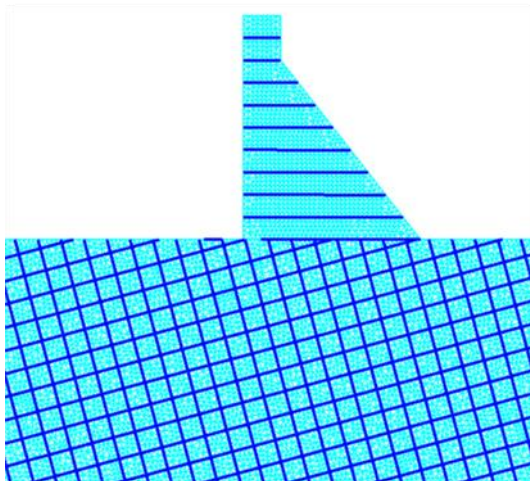
betão/rocha. Na hipótese de comportamento frágil da fundação (modelo não linear), observa-se que no modelo regular, com descontinuidades na fundação horizontais e verticais, a rotura envolve não só o deslizamento da barragem, mas também a abertura das descontinuidades do maciço de fundação na proximidade do pé de montante da barragem. No modelo com descontinuidades inclinadas, a rotura envolve as descontinuidades existentes numa área mais significativa da fundação.



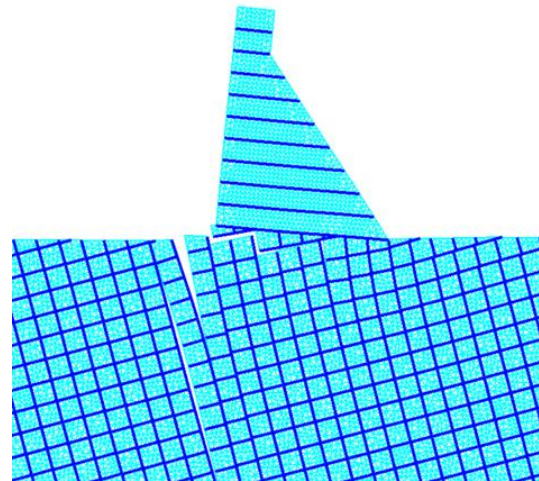
Modelo 30-reg (E)



Modelo 30-reg (NL)



Modelo 30-diag (E)

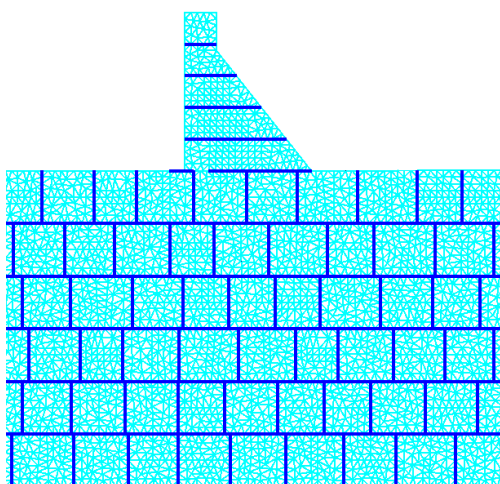


Modelo 30-diag (NL)

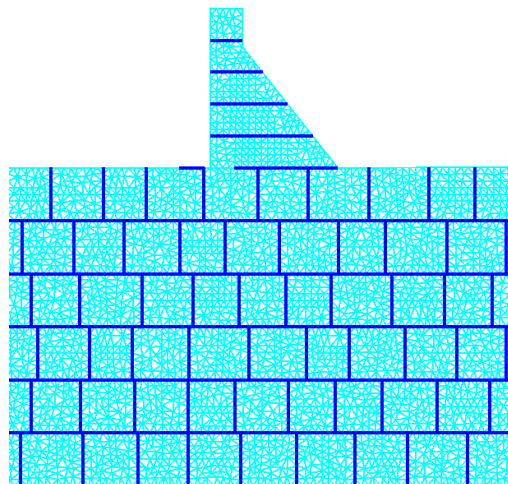
Figura 4.9 – Modos de rotura dos modelos com barragens de 30 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas (ME1).

Nas Figuras 4.10 e 4.11 apresentam-se os modos de rotura dos modelos com barragens de 15 m e 30 m, respetivamente, para os fatores máximos de amplificação das cargas, considerando o modelo de enfraquecimento ME2.

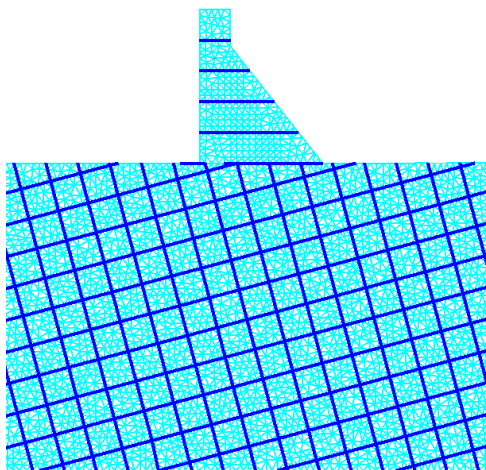
Nos modelos com barragens de 15 m de altura (Figura 4.10) verifica-se que a rotura se dá pela superfície de ligação betão/rocha, com deslizamento da barragem ao longo desta superfície, exceto na situação de descontinuidades inclinadas e comportamento não linear da fundação.



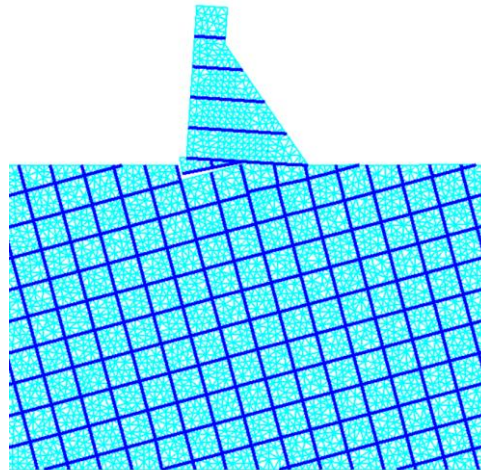
Modelo 15-reg (E)



Modelo 15-reg (NL)

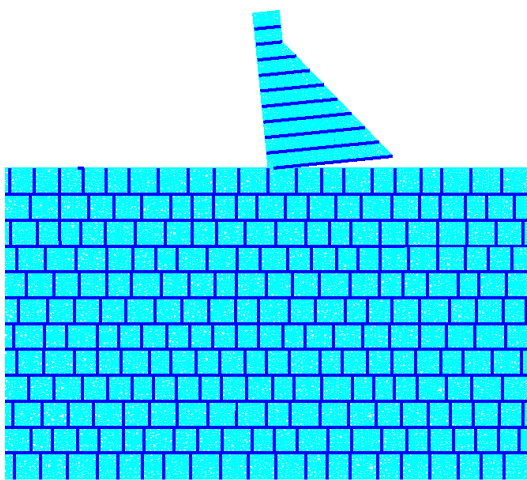


Modelo 15-diag (E)

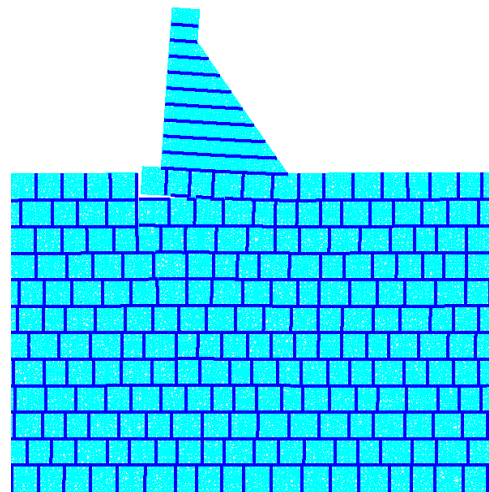


Modelo 15-diag (NL)

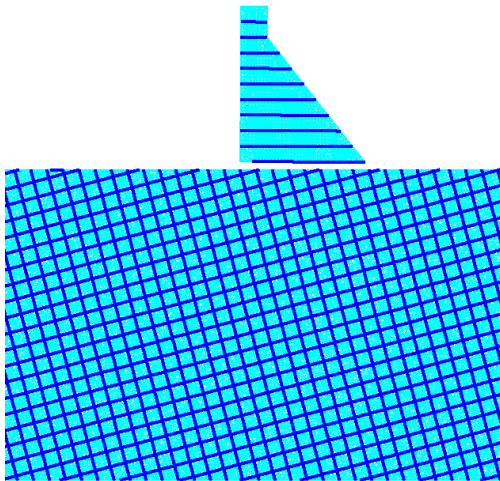
Figura 4.10 – Modos de rotura dos modelos com barragens de 15 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas (ME2).



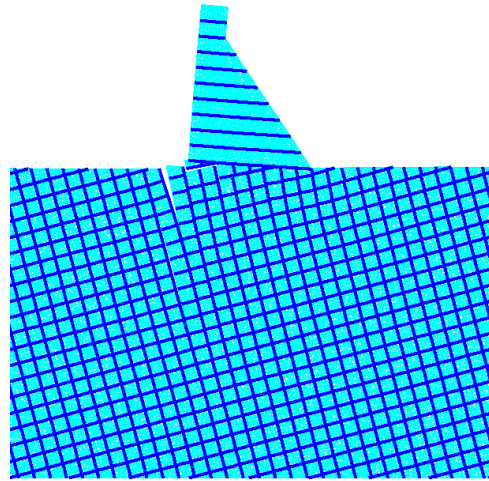
Modelo 30-reg (E)



Modelo 30-reg (NL)



Modelo 30-diag (E)



Modelo 30-diag (NL)

Figura 4.11 – Modos de rotura dos modelos com barragens de 30 m de altura para os fatores máximos de amplificação das cargas (ME2).

Nos modelos com barragens de 30m de altura (Figura 4.11) verifica-se que:

- i) no modelo com fundação com comportamento elástico (E), a rotura dá-se pela ligação betão/rocha;
- ii) no modelo com fundação com comportamento não linear (NL), a rotura envolve as descontinuidades do maciço de fundação na proximidade do pé de montante da barragem, e a conseqüente rotação da obra em torno de um eixo ao longo do pé de jusante da obra.

4.5 Tempos de cálculo

Na Tabela 4.7 são apresentados os tempos de cálculo do programa Parmac2D-FFlow, de acordo com o modelo da barragem e respetivo comportamento da fundação (E ou NL), consoante o modelo de enfraquecimento utilizado (ME1 ou ME2). Os tempos de cálculo indicados são: o tempo total de cálculo (t_{total}) representado em horas e minutos, e o tempo por passo de cálculo (t_{passo}) representado em segundos por passo.

Tabela 4.7 - Tempos de cálculo

<i>Tempo</i>	<i>Modelo</i>	<i>Modelos de enfraquecimento</i>	
		<i>ME1</i>	<i>ME2</i>
t_{total}	15-reg (E)	2 horas e 14 minutos	1 hora e 3 minutos
t_{passo} [s/passos]		0,0426	0,0224
t_{total}	15-reg (NL)	10 horas e 42 minutos	16 horas e 53 minutos
t_{passo} [s/passos]		0,0178	0,0293
t_{total}	15-diag (E)	2 horas e 42 minutos	1 hora e 59 minutos
t_{passo} [s/passos]		0,0472	0,0393
t_{total}	15-diag (NL)	7 horas e 36 minutos	8 horas e 10 minutos
t_{passo} [s/passos]		0,0466	0,0503
t_{total}	30-reg (E)	10 horas e 34 minutos	8 horas
t_{passo} [s/passos]		0,172	0,161
t_{total}	30-reg (NL)	22 horas e 46 minutos	22 horas e 24 minutos
t_{passo} [s/passos]		0,138	0,135
t_{total}	30-diag (E)	7 horas e 16 minutos	6 horas e 23 minutos
t_{passo} [s/passos]		0,153	0,151
t_{total}	30-diag (NL)	19 horas e 41 minutos	24 horas e 43 minutos
t_{passo} [s/passos]		0,100	0,126

Observa-se que o tempo total é muito próximo quando os cálculos são efetuados considerando barragens com a mesma altura e com o mesmo comportamento da fundação, independentemente do modelo de enfraquecimento considerado. Como seria expetável, os tempos de cálculo obtidos com os modelos de barragem com 30 m de altura são bastante superiores aos valores obtidos nas análises efetuadas com a barragem de menor altura (15 m).

Verifica-se também que para o tipo de fundação “diag”, que apresenta descontinuidades inclinadas, o programa se torna mais demorado do que para uma fundação tipo “reg”.

Analisando consoante o comportamento da fundação, os cálculos efetuados considerando comportamento não linear apresentam um tempo total de cálculo maior do que quando se admite comportamento elástico. No entanto, nos cálculos não lineares os tempos de execução por passo são inferiores aos obtidos quando se assume comportamento elástico, sendo o número de passos mais elevado. Isto deve-se ao facto de o mecanismo de rotura ser muito mais complexo, envolvendo, na maior parte das vezes, as descontinuidades da fundação. Nos cálculos em que se admite um comportamento elástico da fundação, a rotura ocorre ao longo da superfície de ligação barragem/fundação, sem envolver descontinuidades da fundação.

5 CONCLUSÕES

5.1 Aspectos relevantes dos estudos efetuados

Neste trabalho propõe-se a utilização de dois modelos de enfraquecimento para os contactos betão/rocha e betão/betão, para análise da estabilidade de barragens gravidade ao deslizamento. Considera-se que estes modelos se aproximam 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. São realizadas análises de estabilidade recorrendo a um modelo de análise descontínuo que simula a interação hidromecânica.

Apresenta-se a análise de segurança tradicionalmente adotada na verificação à rotura pela superfície de ligação betão/rocha com base no método de redução das resistências, demonstrando-se a equivalência entre a redução do termo de atrito da descontinuidade e a amplificação da pressão da água no paramento de montante da barragem. Verifica-se que a geometria da fundação tem uma ligeira influência nos fatores de segurança obtidos para o deslizamento.

Realiza-se uma análise de segurança ao deslizamento com base nos dois modelos de enfraquecimento apresentados. Verifica-se que ambos os modelos de enfraquecimento utilizados conduzem a fatores de segurança semelhantes e que estes são, tal como esperado, superiores aos obtidos na análise com base no método de redução das resistências. Na hipótese de comportamento frágil do maciço rochoso de fundação observam-se modos de rotura mais realistas do conjunto barragem/fundação.

É importante referir que neste trabalho os parâmetros usados para aplicação dos modelos de enfraquecimento foram os indicados em Caballero et al. (2008). Salienta-se 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.

5.2 Recomendações para estudos futuros

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

- Aplicação dos modelos com enfraquecimento em situações de deslizamento em situações mais complexas, em que as barragens ao deslizarem mobilizam não só a superfície de contacto barragem/fundação mas também descontinuidades do maciço a jusante devido a elevação do terreno a jusante da obra;
- Adoção de outros parâmetros constitutivos para os elementos de junta betão/betão e betão rocha com base em ensaios experimentais recentes (Dong et al. 2016);
- Aplicação dos modelos constitutivos com enfraquecimento na análise da segurança ao deslizamento sob acções sísmicas;
- Aplicação dos modelos constitutivos com enfraquecimento na análise da segurança sob acções estáticas e dinâmicas em barragens abóbada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, N.M. 2003. *A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plane and reinforced concrete*. Dissertação de Doutoramento, Heriot-Watt University, Edimburgh, UK.
- Azevedo, N.M., Farinha, M.L.B. 2015. *Um modelo hidromecânico para análise de fundações de barragens gravidade em betão*, Geotecnia, 133(Março): 5-33.
- Barton, N., de Quadros, E.F. 1997. *Joint aperture and roughness in the prediction of flow and groutability of rock masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, 34(3-4): 252e.1-252e.14.
- Barton, N., Bandis, S., Bakhtar, K. (1985). *Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 22(3), 121–140. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(85\)93227-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(85)93227-9)
- 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.
- 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.
- Carol, I., Prat, P.C., López, C.M. 1997. *Normal/shear cracking model: application to discrete crack analysis*, Journal of Engineering Mechanics (August 1997):765–773.
- Dong, W., Wu, Z., Zhou, X. 2016. *Fracture mechanisms of rock-concrete interface: experimental and numerical*, Journal of Engineering Mechanics 142(7):04016040.
- Farinha, M.L.B. 2010. *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling*, Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, 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.
- Hoek, E. 2007. *Practical Rock Engineering*, Rocscience, British Columbia, Canada.
- ICOLD 2011. *ICOLD Constitution*, International Commission on Large Dams, Paris.
- INAG 2001. *Curso de Exploração e Segurança de barragens*, Instituto da Água, Lisboa.

- Itasca 2004. *UDEC - Universal Distinct Element Code*, Version 4.0, Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- Lemos, J.V., Cundall, P. 1999. *Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations*, Distinct Element Modelling in Geomechanics, A.A. Balkema, Rotterdam: 117–143.
- Louis, C. 1969. *A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses*. Dissertação de Doutoramento, University of Karlsruhe (em Alemão), Tradução para Inglês, Imperial College Rock Mechanics Research Report nº10, London, UK.
- Louis, C., Maini, Y.N. 1970. *Determination of in situ hydraulic parameters in jointed rock*, 2nd International Congress on Rock Mechanics. Belgrade, EUA, Vol.I, pp. 235-245.
- Azevedo, N.M. 2003. *A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plane and reinforced concrete*. Dissertação de Doutoramento, Heriot-Watt University, Edimburgh, UK.
- Manco, C. 2018. *Análise comparativa de leis de enfraquecimento em modelos de partículas: aplicação a betão*. Dissertação de Mestrado, FCT/UNL, Portugal.
- Olsson, R., Barton, N. (2001). *An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 38(3), 317–329. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00079-4](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00079-4)
- Pande, G.N., Beer, G. Williams, J.R. 1990. *Numerical methods in rock mechanics*, John Wiley & Sons, UK.
- Rocha, M. 1981. *Mecânica da Rochas*, LNEC, Lisboa.
- Resende, R., Lemos, J.V. 2006. *Modelos de elementos discretos na análise à rotura de fundações de barragens de betão - um modelo constitutivo de descontinuidade com enfraquecimento*, Geotecnia, 108(Novembro): 5-22.
- Schnitter, N.J. 1994. *A history of dams - the useful pyramids*, A.A. Balkema, Rotterdam, Holanda.
- Snow, D.T. 1965. *A parallel plate model of fractured permeable media*. Dissertação de Doutoramento, University of California, Berkeley, EUA.
- Wyllie, D.C. 1999. *Foundations on rock*. E & FN Spon, Londres, UK.

Páginas da internet

ICOLD. World register of dams. General synthesis. Consultado em setembro 2018 (http://www.icold-cigb.net/GB/world_register/general_synthesis.asp)

ICOLD. “Dams.” Consultado em maio 2018 (<http://www.icold-cigb.net>)

”Barragens de Portugal.” <http://cnpqb.apambiente.pt.2011>. Consultado em julho de 2018 (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/index.htm)