



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Contribuição para a Avaliação dos Impactos da Rotura de Barragens de Aterro

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Especialidade de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente

Autor

Tiago Alexandre Borges dos Santos Cunha Leitão

Orientadores

José Simão Antunes do Carmo

Maria Teresa Viseu

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada.

Coimbra, Outubro de 2013

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Doutor José Antunes do Carmo que me propôs e incentivou para a realização deste trabalho e Doutora Maria Teresa Viseu pela coorientação e apoio sempre presente. Ambos foram incansáveis, inexcedíveis na transmissão de conhecimentos e inqualificavelmente disponíveis no apoio ao longo da realização deste trabalho.

Ao LNEC, entidade parceira na realização deste trabalho, representado na pessoa da Doutora Maria Teresa Viseu.

Aos meus pais por todo o apoio e compreensão, particularmente nos momentos difíceis de apoiar e compreender.

Aos meus familiares, com uma especial dedicatória aos meus avós e irmãos.

Aos meus colegas e amigos que, de forma direta ou indireta, manifestaram o seu apoio nas mais variadas formas.

RESUMO

Existem cerca de 40 barragens portuguesas com potencial para originar cheias induzidas com efeitos nas bacias internacionais dos rios Minho, Douro, Tejo e Guadiana, não havendo estudos de avaliação do risco para algumas delas. Para gerir o risco inerente a infraestruturas deste tipo é necessário modelar as cheias induzidas por potenciais acidentes e proceder à cartografia das zonas inundáveis.

Com efeito, muitas habitações, propriedades e outros bens de grande interesse económico e/ou ambiental encontram-se localizados no vale a jusante destes empreendimentos, podendo ser potencialmente atingidos por uma eventual rotura. Por conseguinte, é de grande interesse a avaliação dos impactos resultantes de um acidente desta natureza. Esta Dissertação pretende contribuir para a avaliação do risco de cheias provocadas por acidentes em barragens de aterro com potencial para originar danos de dimensão transfronteiriça na Península Ibérica.

O modelo numérico HEC-RA é adequado para simular escoamentos em canais naturais ou artificiais, possibilitando, por conseguinte, o cálculo e análise hidráulica de escoamentos em meios fluviais. Permite estimar escoamentos resultantes de roturas de barragens de aterro, incluindo a modelação da geometria da brecha de rotura e o tempo de formação da mesma. São igualmente bem conhecidas as vastas aplicações do modelo DAMBRK para calcular o hidrograma originado pelo esvaziamento da albufeira.

Por conseguinte, o presente trabalho pretende simular a rotura de uma barragem de aterro e estimar os caudais máximos efluentes da mesma. A simulação é efetuada com recurso aos modelos DAMBRK e HEC-RAS, seguindo-se uma comparação com métodos simplificados.

ABSTRACT

There are about 40 Portuguese dams with potential to induce severe flooding in the international basins of Rivers Minho, Douro, Tejo and Guadiana, and some of them have no studies about risk assessment. To manage these infrastructures risks, it is necessary to model the floods caused by potential accidents and to make a map of the floodable zones.

Indeed, there are many houses, properties and other economic and/or environmental goods located at dams downstream, with probability to be affected by a possible failure, so it is important to evaluate the impacts of such events. This Master's Dissertation intends to be a contribution to the flood risk assessment, caused by accidents in embankment dams with potential to put at risk trans-boundary areas in the Iberian Peninsulas.

The HEC-RAS software is suitable for flows simulation in natural or artificial channels, enabling its calculation and hydraulic analysis. It can be used for flows characterization and estimation, caused by embankment dam ruptures, allowing the geometric modulation of the rupture as and its generation time. The DAMBRK model is also important to calculate the hydrograph originated by the damn induced flood.

This dissertation aims to simulate an embankment dam rupture and to estimate the maximum flow effluent. The numerical simulation is performed by the HEC – RAS and DAMBRK software. The results obtained were compared with other different simplified methodologies.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Âmbito	1
1.2	Objetivo	1
1.2.1	Comissão para a Aplicação e Desenvolvimento do Convénio (CADC)	1
1.3	Estrutura da Dissertação	2
2	MODELAÇÃO DE ROTURA DE BARRAGENS.....	3
2.1	Caracterização Geral.....	3
2.2	Barragens de aterro	5
2.2.1	Considerações gerais.....	5
2.2.2	Barragens de aterro portuguesas	7
2.3	Mecanismo de rotura	9
2.4	Brecha de rotura em barragens de aterro	10
2.4.1	Dimensão e geometria	11
2.4.2	Tempo de rotura.....	14
3	AS CHEIAS INDUZIDAS	17
3.1	Considerações Gerais	17
3.2	Propagação da onda de cheia.....	17
3.3	Modelo numérico DAMBRK	18
3.3.1	Considerações gerais.....	18
3.3.2	Propagação da onda de cheia	19
3.3.3	Formação da brecha	20
3.3.4	Limitações do modelo.....	22
3.4	Modelo numérico HEC-RAS	22
3.4.1	Considerações gerais.....	22
3.4.2	Tipo de escoamento	24
3.4.3	Perdas de carga	24
3.4.4	Energia específica	26

3.4.5 Altura crítica	26
3.4.6 Equação de conservação da quantidade de movimento.....	27
3.4.7 Interface	29
3.5 Método simplificado.....	30
4 CASO DE ESTUDO.....	33
4.1 Considerações gerais	33
4.2 Recolha de dados	35
4.3 Introdução de dados no HEC-RAS e DAMBRK	38
4.4 Aplicação do método simplificado.....	41
5 RESULTADOS	43
5.1 Modelos numéricos DAMBRK e HEC-RAS	43
5.2 Método simplificado.....	46
5.3 Análise dos resultados	47
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	51
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	54

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Localização das grandes barragens portuguesas (http://cnpgeb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Mapaescolha.htm).	4
Figura 2.2 – Perfil homogéneo de barragem de aterro (Lança, 1997).	6
Figura 2.3 – Perfil homogéneo de barragem de aterro com introdução do filtro chaminé (Lança, 1997).	6
Figura 2.4 – Barragem de aterro zonada com núcleo interno (Lança, 1997).	7
Figura 2.5 – Barragem de aterro zonada com talude de montante impermeável e talude de jusante de enrocamento Lança, 1997).	7
Figura 2.6 – Causas mais comuns de rotura em barragens de aterro (Marcelino, 2008).	9
Figura 2.7 – Geometrias sucessivas da brecha correspondente a uma rotura por galgamento numa barragem de aterro (Viseu, 2008).	12
Figura 2.8 – Geometrias sucessivas da brecha correspondente a uma rotura por erosão interna numa barragem de aterro (Viseu, 2008).	12
Figura 2.9 – Curva da probabilidade do tempo de rotura da brecha em barragens de aterro (Viseu, 2008).	15
Figura 3.1 – Geometria da brecha numa situação de rotura por galgamento (Lança, 1997).	20
Figura 3.2 – Geometria da brecha numa situação de rotura por erosão interna (Lança, 1997). 20	
Figura 3.3 – Representação gráfica da linha de energia (Usace, 2002).	23
Figura 3.4 – Aplicação da quantidade de movimento (Usace, 2002).	28
Figura 4.1 – Vista em planta da barragem de Rego do Milho.	35
Figura 4.2 – Perfil transversal tipo da barragem de Rego do Milho.	35
Figura 4.3 – Vista em planta da barragem de Rego do Milho, respetiva albufeira e os vários perfis a jusante do vale	36
Figura 4.4 – Perfil longitudinal da linha do Ribeiro do Milho	37
Figura 4.5 – Perfil transversal número 22 do Ribeiro do Milho	38
Figura 4.6 – Separador <i>Cross-Section</i> , modelo HEC-RAS.	39
Figura 4.7 – Separador <i>Geometric Data</i> com a interpolação efetuada, modelo HEC-RAS.	40

Figura 4.8 – Forma final da brecha de rotura.	41
Figura 5.1 – Hidrograma efluente na secção da barragem (DAMBRK).	43
Figura 5.2 – Vista em planta do aspeto do escoamento no instante inicial da rotura, para um regime permanente com caudal $Q = 35 \text{ m}^3/\text{s}$ (HEC-RAS).	45
Figura 5.3 – Vista em planta do aspeto do escoamento no momento do caudal máximo $Q = 5819 \text{ m}^3/\text{s}$ (HEC-RAS).	45
Figura 5.4 – Vista em planta da sobreposição de vários instantes da simulação (HEC-RAS).	46
Figura 5.5 – Caudais de ponta de cheia na secção da barragem.	48
Figura 5.6 – Caudais máximos na última secção.	49
Figura 5.7 – Propagação da onda de cheia.	50

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por períodos de construção (CNPGB).....	7
Quadro 2.2 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de altura (CNPGB).....	7
Quadro 2.3 - Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de volume total armazenado (CNPGB).....	8
Quadro 2.4 - Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de anos de exploração (CNPGB).....	8
Quadro 2.5 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos do caudal de ponta da cheia com T=1000 anos (CNPGB).....	8
Quadro 2.6 – Parâmetro C_b (Viseu, 2008).....	14
Quadro 2.7 – Valores de tempo de rotura em barragens de aterro (Viseu, 2008).....	15
Quadro 2.8 – Valores de tempo de rotura em barragens de aterro em função da altura das mesmas.	16
Quadro 3.1 – Coeficientes de contração e de expansão.	26
Quadro 3.2 – Expressões para cálculo do caudal de ponta de cheia resultante da rotura de uma barragem.	30
Quadro 4.1 – Localização da barragem de Rego do Milho.....	33
Quadro 4.2 – Características da barragem de Rego do Milho.....	33
Quadro 4.3 – Características da descarga de fundo da barragem de Rego do Milho.....	33
Quadro 4.4 – Descarregador de cheias da barragem de Rego do Milho.....	34
Quadro 4.5 – Características da albufeira da barragem de Rego do Milho.....	34
Quadro 4.6 – Distâncias à barragem e cotas do talvegue dos perfis transversais.....	36
Quadro 4.7 – Expressão para cálculo do caudal máximo nas secções a jusante.	42
Quadro 5.1 – Caudais efluentes da secção da barragem durante a rotura.	43
Quadro 5.2 – Caudais máximos atingidos nas secções a jusante da barragem.	44
Quadro 5.3 – Caudais de ponta na secção da barragem.	46

Quadro 5.4 – Caudais máximos nas secções a jusante da barragem. 47

SIMBOLOGIA

g	-	Aceleração gravítica
h	-	Altura
i	-	Declive
t	-	Tempo
t_{rot}	-	Tempo de rotura
x	-	Distância medida segundo a direção do escoamento
y	-	Profundidade do escoamento
y_{bar}	-	Cota do coroamento da barragem
y_f	-	Cota do fundo
A	-	Área
B	-	Desenvolvimento do coroamento
B_{bre}	-	Largura da brecha
B_d	-	Largura do descarregador
$B_{medio\ bre}$	-	Largura média da brecha
C	-	Coefficiente de contração/expansão
C_b	-	Parâmetro que varia em função do volume armazenado na albufeira
F_f	-	Força devido a perdas externas por atrito entre as secções
H_{barr}	-	Altura da barragem
H_{hid}	-	Carga hidráulica
J	-	Perda de carga unitária
K	-	Coefficiente/Parâmetro
K_0	-	Coefficiente empírico que depende da causa da rotura
L	-	Comprimento médio do trecho
L_{ch}	-	Comprimento entre secções transversais medido no eixo do canal
L_{lob}	-	Comprimento entre secções transversais medido na margem esquerda
L_{rob}	-	Comprimento entre secções transversais medido na margem direita
L'	-	Distância entre secções ao longo do eixo x
P	-	Força da pressão hidrostática
P'	-	Perímetro molhado médio
Q	-	Caudal
$Q_{máx}$	-	Caudal máximo
Q_{ch}	-	Média aritmética do caudal entre as secções medido no eixo do canal
Q_{lob}	-	Média aritmética do caudal entre as secções medido na margem esquerda
Q_{rob}	-	Média aritmética do caudal entre as secções medido na margem direita
Q_t	-	Caudal escoado através do descarregador
R	-	Raio hidráulico

S_0	- Declive do perfil longitudinal da linha de água
S_f	- Declive da linha de energia
U	- Velocidade
V_{alb}	- Volume da albufeira
V_{hid}	- Volume hidráulico
W_x	- Força devido ao peso da água na direção x
Y_{bre}	- Cota da soleira da brecha
Y_d	- Cota da soleira do descarregador
α	- Coeficiente de Coriolis
β	- Coeficiente de quantidade de movimento
∂_t	- Derivada parcial em relação ao tempo
∂_x	- Derivada parcial em relação a x
ρ	- Densidade
μ	- Coeficiente de vazão
ΔV_x	- Variação da velocidade na direção x
θ	- Ângulo de inclinação do leito do canal
τ	- Tensão de arrastamento junto ao fundo
<i>CADC</i>	- Comissão para Aplicação e Desenvolvimento do Convénio
<i>CNPGB</i>	- Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens
<i>DQA</i>	- Diretiva Quadro da Água
<i>FERC</i>	- <i>Federal Energy Regulatory Commission</i>
<i>INAG</i>	- Instituto Nacional da Água
<i>RSB</i>	- Regulamento de Segurança de Barragens
<i>USBR</i>	- <i>United States Bureau of Reclamation</i>

1 INTRODUÇÃO

1.1 Âmbito

Em Portugal existem cerca de 40 barragens com potencial para originar cheias induzidas com efeitos nas bacias internacionais dos rios Minho, Douro, Tejo e Guadiana, não havendo estudos de avaliação do risco para algumas destas barragens.

Em 1990 entrou em vigor uma nova regulamentação em segurança de barragens através da publicação do Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), consubstanciado no Decreto-Lei nº 11/90, de 6 de Janeiro. Posteriormente, em 2007, este regulamento foi revisto e substituído pelo Decreto-Lei nº 344/2007 de 15 de Outubro. O RSB considera cinco fases no período de vida útil de uma barragem, relativamente às quais se colocam problemas de segurança: projeto, construção, primeiro enchimento, exploração bem como o abandono e demolição. No que diz respeito a tipos de segurança, o RSB considera quatro: estrutural, hidráulica, operacional e ambiental. São as seguranças estrutural e hidráulico-operacional que estão associadas à rotura das barragens.

A Portaria 846/93 de 10 de Setembro e o RSB estabelecem a obrigatoriedade do estudo da zona inundável a jusante da barragem, por simulação da rotura de modo súbito ou progressivo, conforme o modo de rotura mais previsível.

1.2 Objetivo

Na presente Dissertação escolheu-se uma barragem de aterro como caso de estudo: a barragem de Rego do Milho. Com efeito, por um lado, a rotura desta estrutura foi considerada pelo Grupo de Trabalho sobre Segurança de Infraestruturas Hidráulicas e Cheias, como tendo efeitos transfronteiriços e, por outro lado, constituía uma barragem em que o estudo de avaliação dos impactos de rotura ainda não tinha sido feito.

A Dissertação agora apresentada pretende, deste modo, constituir um contributo para o Grupo de Trabalho sobre Segurança de Infraestruturas Hidráulicas e Cheias da Comissão para a Aplicação e o Desenvolvimento da Convenção sobre a Cooperação para a Proteção e o Aproveitamento Sustentável das Águas das Bacias Hidrográficas Luso-Espanholas.

1.2.1 Comissão para a Aplicação e Desenvolvimento do Convénio (CADC)

Para consubstanciar o uso e aproveitamento dos rios transfronteiriços, os governos de Espanha e Portugal assinaram acordos bilaterais em benefício mútuo sob a forma de Tratados e Convénios. As Bacias Hidrográficas a que se referem estes acordos são as dos rios Minho, Lima, Douro, Tejo e Guadiana. Em 1998 é assim assinado o Convénio de Albufeira, que entrou em vigor a 17 de Janeiro de 2000. Este convénio revela-se mais ambicioso que os antecessores, uma vez que passou a contemplar os mecanismos que acolheram, além dos princípios básicos para acordos futuros, as novas exigências que iriam derivar da Directiva Quadro da Água (DQA), e a situação atual das bacias partilhadas em aspetos tão relevantes como a qualidade das águas e a disponibilidade dos recursos como resposta aos períodos de seca.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta Dissertação está organizada em 5 capítulos que se estruturam da seguinte forma:

- Capítulo 1 – Introdução – Exposição do enquadramento e objetivos do trabalho;
- Capítulo 2 – Modelação de Rotura de Barragens – Descrição e caracterização geral das barragens e seus mecanismos de rotura. Definição da geometria e tempo de rotura das brechas em barragens de aterro;
- Capítulo 3 – As Cheias Induzidas – Caracterização da propagação da onda de cheia e breve descrição de alguns modelos simplificados e dos modelos numéricos DAMBRK e HEC-RAS;
- Capítulo 4 – Caso de Estudo – Descrição do caso de estudo, caracterização da barragem em causa e metodologia usada na recolha e inserção de dados no modelo;
- Capítulo 5 – Resultados – Apresentação dos resultados obtidos e análise crítica dos mesmos.
- Capítulo 6 - Considerações Finais

2 MODELAÇÃO DE ROTURA DE BARRAGENS

2.1 Caracterização Geral

As barragens constituem estruturas construídas em cursos de água por forma a reter grandes quantidades de água através da criação de albufeiras. Visam múltiplos objetivos, mais comumente:

- abastecimento de água;
- regularização de caudais;
- transferência de caudais entre bacias hidrográficas;
- proteção contra cheias;
- produção de energia.

Uma barragem é composta por um conjunto de elementos e órgãos hidráulicos, tais como:

- paramento;
- coroamento;
- encontros;
- fundação;
- descarregador de cheia;
- circuitos hidráulicos compreendendo, por exemplo, tomadas de água;
- descarregador de fundo;
- comportas;
- escada de peixe.

As barragens portuguesas encontram-se inventariadas pela actual Agência Portuguesa do Ambiente (que inclui o antigo Instituto da Água) e podem ser consultadas através do *site* da Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens (http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/). Os critérios que presidem à classificação de uma barragem como grande barragem são: ter mais de 1 hm³ de capacidade total de armazenamento e ter mais de 15 metros de altura (CNPGB). Encontram-se assim, inventariadas 168 grandes barragens portuguesas cuja localização pode ser verificada na Figura 2.1.



Figura 2.1 – Localização das grandes barragens portuguesas
(http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Mapaescolha.htm).

Destas 168 barragens, 21 estão identificadas com potencial para gerar cheias induzidas com efeitos em Espanha, sendo 10 delas barragens de aterro, nomeadamente as seguintes (Grupo de Trabalho de Segurança de Infraestruturas Hidráulicas e Cheias, 2007):

- Rego do Milho, localizada na bacia do rio Minho;
- Toulica e Apartadura, na bacia do rio Tejo;
- Abrilongo, Lucefécit, Roucanito, Finca Rodilhas, Odeleite, Beliche e Caroucha, na bacia do rio Guadiana.

2.2 Barragens de aterro

2.2.1 Considerações gerais

As barragens de aterro são um tipo de barragem constituído por terra e/ou enrocamento com o mesmo fim que as demais: reter a água. Estas podem ser de vários tipos (Caldeira, 2001):

- barragens de terra, com perfil homogéneo ou com perfil zonado;
- barragens de enrocamento, com órgão de estanquidade a montante ou com órgão de estanquidade interno;
- barragens mistas, com perfil constituído por maciços de terra e enrocamento.

De entre os dois grandes grupos em que se dividem as barragens de aterro: homogéneas e zonadas, as barragens homogéneas são geralmente mais pequenas que as zonadas. As barragens homogéneas são uma solução mais simples sendo constituídas por um único material, que tem que garantir uma resistência adequada, baixa deformabilidade e impermeabilização (ou muito baixa permeabilidade por forma a permitir níveis aceitáveis de percolação). Neste tipo de barragens, o zonamento dos aterros é condicionado pelos sistemas de filtros e drenos e pelo pé de jusante (muito frequentemente sob a forma de aterro de enrocamento). O sistema de filtros e drenos pode assumir três formas: vertical, inclinado para montante e inclinado para jusante. As figuras seguintes esquematizam um perfil tipo simples e um perfil tipo com dreno de chaminé de barragens de aterro do tipo homogéneo (Lança, 1997):

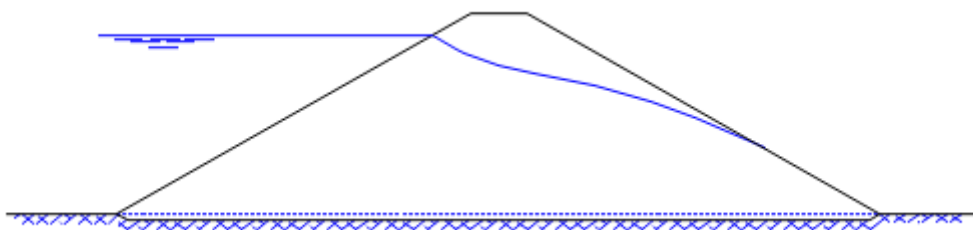


Figura 2.2 – Perfil homogêneo de barragem de aterro (Lança, 1997).

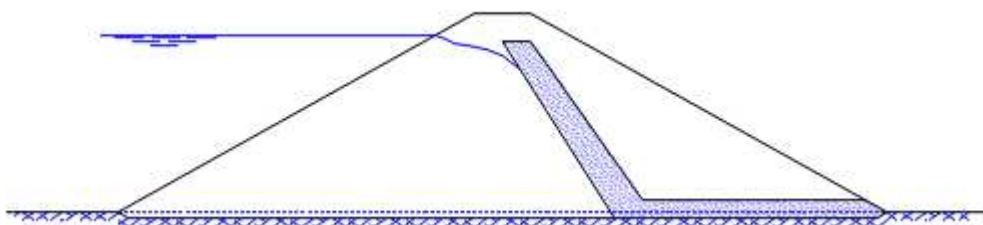


Figura 2.3 – Perfil homogêneo de barragem de aterro com introdução do filtro chaminé (Lança, 1997).

As barragens de aterro zonadas são formadas por solos com diferentes características tirando assim partido das especificidades de cada um dos materiais disponíveis, de modo a garantir a resistência adequada, baixa deformabilidade e impermeabilização. Nestas barragens usa-se no núcleo central um solo com um coeficiente de permeabilidade baixo (função vedante) e um solo que pode ser mais permeável (ou enrocamento) nos taludes. Em alternativa à utilização de um núcleo central existem também barragens de aterro zonadas constituídas por um material impermeável no talude a montante e um material permeável com funções estruturais no talude a jusante. Neste último caso, por forma a evitar a erosão interna provocada por forças de percolação é necessário colocar um filtro entre o material impermeável e o talude de jusante. As Figuras 2.4 e 2.5 esquematizam estes dois tipos:

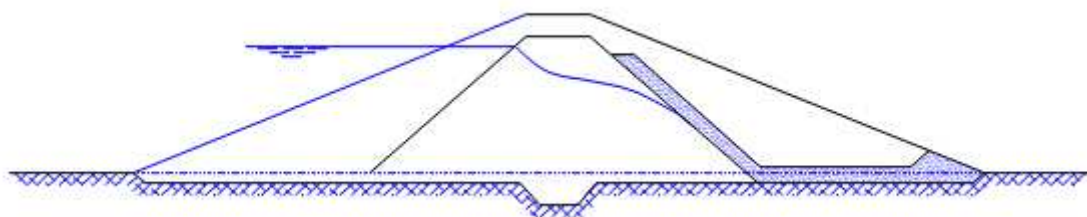


Figura 2.4 – Barragem de aterro zonada com núcleo interno (Lança, 1997).

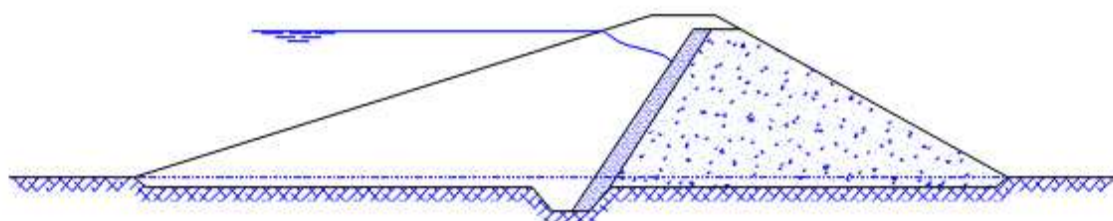


Figura 2.5 – Barragem de aterro zonada com talude de montante impermeável e talude de jusante de enrocamento Lança, 1997).

2.2.2 Barragens de aterro portuguesas

Através do sítio da Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens (CNPGB) podemos constatar que existem em Portugal 93 grandes barragens de aterro e enrocamento. No entanto, neste cadastro apenas se encontram as barragens concluídas até 2007, pelo que falta incluir nesta contabilidade as barragens concluídas entre 2007 e 2013. Nos quadros que se seguem apresentam-se algumas características das barragens que constam neste cadastro.

Quadro 2.1 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por períodos de construção (CNPGB).

Até 1960	1960-1980	1980-1990	1990-2000	2000-2007	TOTAL
13	16	12	36	15	92
14.1%	17.4%	13.1%	39.1%	16.3%	100%

Quadro 2.2 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de altura (CNPGB).

< 15 m	15-30 m	30-60 m	60-100 m	≥ 100 m	TOTAL
4	53	32	3	1	93
4.3%	57%	34.4%	3.2%	1.1%	100%

Quadro 2.3 - Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de volume total armazenado (CNPGB).

< 0,5x10 ⁶ m ³	0,5x10 ⁶ - 10 ⁶ m ³	10 ⁶ - 10 ⁷ m ³	10 ⁷ - 10 ⁸ m ³	≥ 10 ⁸ m ³	TOTAL
9	12	47	17	8	93
9.7%	12.9%	50.5%	18.3%	8.6%	100%

Quadro 2.4 - Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de anos de exploração (CNPGB).

< 5 anos	5-10 anos	10-20 anos	20-50 anos	≥ 50 nos	TOTAL
10	11	30	30	11	92
10.8%	12.0%	32.6%	32.6%	12.0%	100%

Quadro 2.5 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos do caudal de ponta da cheia com T=1000 anos (CNPGB).

< 25 m ³ /s	25 – 100 m ³ /s	100 – 500 m ³ /s	500 – 1500 m ³ /s	≥ 1500 m ³ /s	TOTAL
6	15	20	10	3	54
11.1%	27.8%	37.0%	18.5%	5.6%	100%

Assim, cerca de 39.1% das barragens de terra e enrocamento portuguesas foram construídas na década de 90. Cerca de 68.5% destas são posteriores a 1980 (inclusive).

Cerca de 61.3% das barragens de terra e enrocamento portuguesas têm menos de 30 metros de altura. A altura média é de 30.6 metros (Quadro 2.2).

Cerca de 22.6% das barragens de terra e enrocamento portuguesas têm menos de 1 milhão de m³ de volume armazenado. O volume armazenado médio é de 24.3 milhões de m³ (Quadro 2.3).

Cerca de 22.8% das barragens de terra e enrocamento portuguesas encontram-se em exploração há menos de 10 anos. O tempo médio de exploração é de 22.7 anos (Quadro 2.4).

Cerca de 38.9% das barragens de terra e enrocamento portuguesas têm caudais afluentes de ponta de cheia com período de retorno de 1000 anos inferiores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$ e cerca de 75.9% inferiores a $500 \text{ m}^3/\text{s}$ (Quadro 2.5).

2.3 Mecanismo de rotura

Existem três mecanismos de rotura das barragens (Sowers, 1974), sendo dois deles de natureza estrutural (rotura estrutural e rotura por percolação) e o terceiro está associado ao mecanismo de rotura hidráulico. O mecanismo de rotura nas barragens de aterro dá-se essencialmente devido a mecanismos de rotura hidráulicos e de percolação. Estes traduzem-se em roturas por galgamento (*overtopping*) ou sob a forma de erosão interna do solo (*piping*).

Na rotura por galgamento a água passa sobre a barragem originando um escoamento sobre a estrutura que provoca o corte em profundidade do coroamento e a erosão do material do talude. Este tipo de rotura pode estar associado a um mau dimensionamento do descarregador de superfície e dá-se normalmente quando existe um grande caudal afluente à albufeira originado por uma grande precipitação, formação de uma onda de cheia dentro da albufeira de origem sísmica ou ainda pelo deslizamento de uma grande quantidade de terra das encostas. Na figura 2.6 podem observar-se graficamente as causas mais comuns de rotura em barragens de aterro (Marcelino, 2008).



Figura 2.6 – Causas mais comuns de rotura em barragens de aterro (Marcelino, 2008).

Comummente, as consequências principais de deterioração em barragens de aterro, indicadas na Figura 2.6, estão relacionadas com a utilização inadequada dos materiais de aterro. Má drenagem ou estanquidade deficiente originam frequentemente valores elevados de percolação e erosão interna nos contatos, através de fissuras na cortina de impermeabilização ou pela fundação (Viseu, 2008).

2.4 Brecha de rotura em barragens de aterro

Para caracterizar corretamente a brecha de rotura importa estimar, por ordem decrescente de importância, o seu tempo de formação, a sua dimensão e a sua configuração geométrica.

São 3 os modelos utilizados mais importantes para caracterização do processo de formação da brecha (Viseu, 2006):

1. Modelos baseados em equações empíricas de previsão. Estes utilizam expressões que relacionam o caudal máximo efluente da brecha com as características da barragem ou da albufeira (geralmente altura, volume armazenado ou uma variável que compreenda estas duas características). Estas expressões são desenvolvidas tendo por base casos de estudo, essencialmente derivados das roturas históricas, e apenas determinam o caudal máximo efluente, ou seja, não simulam a brecha nem definem um hidrograma efluente da mesma. Faz-se notar que, de uma forma geral, estas relações de regressão podem apresentar coeficientes de correlação baixos devido à escassez de informação de base. Lemperière (1996) estabeleceu a seguinte relação:

$$Q_{\text{máx}} = H_{\text{hid}}^{0.5} (H_{\text{hid}}^2 + kV_{\text{alb}}^{0.5}) \quad (2.1)$$

em que,

$Q_{\text{máx}}$ – Caudal máximo efluente;

H_{hid} - carga hidráulica máxima sobre a base da brecha;

k – coeficiente que varia entre 0.1 para argilas bem compactadas e 1 para materiais incoerentes de reduzida dimensão;

V_{alb} – volume da albufeira.

2. Modelos baseados em métodos físicos. Estes modelos simulam a evolução da brecha e calculam o hidrograma resultante da rotura de barragens de aterro usando modelos de erosão baseados na realidade física do problema, ou seja, em princípios de hidráulica, transporte sólido e mecânica dos solos. Estes modelos são, usualmente, desenvolvidos acoplando as equações do regime variável às equações da erosão e do transporte sólido.

3. Modelos paramétricos. Nestes modelos o modelador define a geometria da brecha (a largura e a forma final) e o tempo de rotura, fazendo uso do tratamento estatístico da informação que é obtida das roturas históricas (protótipos) ou de resultados experimentais (modelos físicos). Estes modelos simulam a evolução da brecha em função do tempo e calculam o hidrograma resultante segundo princípios da hidráulica. O uso de modelos paramétricos para simular o processo de formação de cheias em brechas de rotura de barragens de aterro justifica-se pela complexidade construtiva destas estruturas, que se traduz no facto de tornar difícil uma descrição física detalhada da rotura. Relembra-se que as barragens de aterro apresentam um modo de rotura gradual no qual as dimensões da brecha crescem com o tempo, pelo que se tornou bastante popular adotar ainda a hipótese simplificativa de assumir roturas lineares (i.e. um aumento linear das dimensões da brecha no tempo entre dois estados especificados da brecha). Esta hipótese provou ser capaz de produzir hidrogramas de caudais efluentes na secção das barragens em rotura realistas num vasto leque de aplicações.

2.4.1 Dimensão e geometria

Como já foi referido, as barragens de aterro rompem essencialmente por dois motivos, galgamento e erosão interna. Na rotura por galgamento o escoamento dá-se sobre a estrutura e causa o corte em profundidade do coroamento e erosão do material do talude de jusante levando assim à formação duma zona frágil de localização incerta (geralmente na zona central da barragem). A barragem começa deste modo a colapsar localmente podendo o processo de corte em profundidade evoluir até atingir a base do aterro. A forma é geralmente triangular numa fase inicial evoluindo até atingir formas finais de geometria trapezoidal (Figura 2.7).

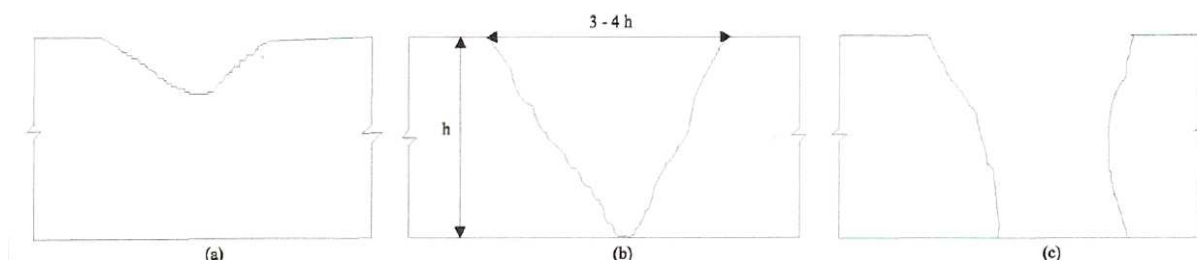


Figura 2.7 – Geometrias sucessivas da brecha correspondente a uma rotura por galgamento numa barragem de aterro (Viseu, 2008).

No que diz respeito à rotura por erosão interna, a brecha provocada ocorre geralmente nas costas mais baixas do aterro onde a pressão hidrostática é elevada. Neste tipo de rotura começam por se formar um ou mais canais internos, que vão sendo abertos devido a fenómenos de erosão interna, fazendo com que partículas de solo do aterro sejam transportadas pelo escoamento através do corpo da barragem. Este processo é progressivo, levando a que os vários canais que se formam originem apenas um único canal a céu aberto cuja forma final, à semelhança da brecha correspondente à rotura por galgamento, é trapezoidal (Figura 2.8).

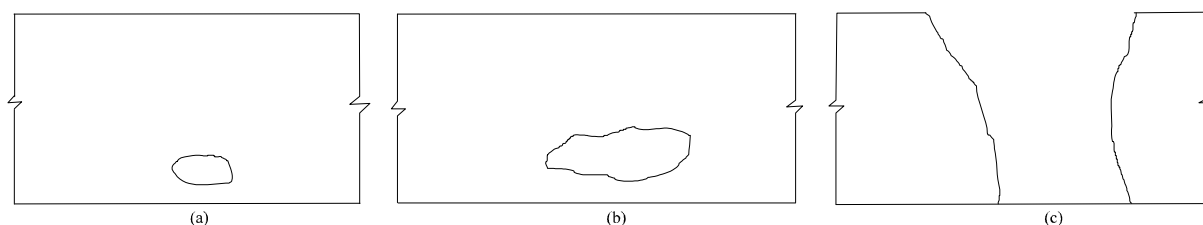


Figura 2.8 – Geometrias sucessivas da brecha correspondente a uma rotura por erosão interna numa barragem de aterro (Viseu, 2008).

Em 1984, um estudo feito a 42 roturas históricas em barragens de aterro concluiu que, tal como representado nas Figuras 2.7 e 2.8, as brechas finais apresentam uma geometria trapezoidal com uma inclinação dos lados na ordem dos 2V:1H (Macdonald e Langridge-Monopolis, 1984). Os diferentes modelos existentes consideram, geralmente, a forma final da brecha, trapezoidal com essa mesma inclinação dos taludes, 2:1 (V:H) (Viseu, 2006). Nas barragens de enrocamento sujeitas a galgamento a forma da brecha tende a ser semi-parabólica (Franca, 2002).

Relativamente às dimensões da brecha, têm-se feitos estudos no sentido de obter estimativas para a definição das mesmas. Johnson e Illes (1976) são dos primeiros a apresentar uma relação entre a altura da barragem e a largura da brecha (expressão 2.2).

$$0.5H_{barr} \leq B_{bre} \leq 3H_{barr} \quad (2.2)$$

em que,

B_{bre} – largura da brecha;

H_{barr} – altura da barragem.

Mais tarde, em 1987, a *Federal Energy Regulatory Commission* (FERC) estabelece uma amplitude diferente para a largura da brecha, indicada na expressão 2.3 (FERC, 1987).

$$H_{barr} \leq B_{bre} \leq 5H_{barr} \quad (2.3)$$

Em 1989, Singh, através da análise de 20 roturas de barragens conclui que, na maior parte das brechas observadas, a largura das mesmas pode variar entre 2 e 5 vezes a altura da barragem:

$$2H_{barr} \leq B_{bre} \leq 5H_{barr} \quad (2.4)$$

Froehlic, em 1995, com base na análise de 63 roturas reais, apresenta a seguinte expressão para o cálculo da largura média da brecha, atualizando assim estudos que o mesmo já tinha efetuado anteriormente:

$$B_{medio\ bre} = 0.1803k_0V_{hid}^{0.32}H_{bre}^{0.19} \quad (2.5)$$

em que,

$B_{medio\ bre}$ – largura média da brecha,

k_0 – coeficiente empírico que depende da causa da rotura ($k_0=1,4$ para erosão externa por galgamento e $k_0=1$ para os restantes casos);

V_{hid} – volume descarregado;

H_{bre} – altura da brecha.

Mais tarde, Von Thun e Gillette, em 1990, propõem a seguinte expressão (Wahl, 1998):

$$B_{medio bre} = 2.5H_{hid} + C_b \quad (2.6)$$

em que,

C_b – parâmetro que varia em função do volume armazenado na albufeira (Quadro 2.6).

Quadro 2.6 – Parâmetro C_b (Viseu, 2008).

Volume da Albufeira, V_{alb} (m^3)	C_b (m)
$< 1,23 \times 10^8$	6,1
$1,23 \times 10^6 - 6,17 \times 10^6$	18,3
$6,17 \times 10^6 - 1,23 \times 10^7$	42,7
$> 1,23 \times 10^7$	54,9

2.4.2 Tempo de rotura

O tempo de rotura, ou tempo de formação da brecha, pode ser definido como o intervalo de tempo que decorre entre o aparecimento da primeira brecha na face de montante da barragem e o momento em que a brecha está totalmente formada. O tempo de rotura é, na definição da brecha de rotura, um parâmetro muito importante, uma vez que, o hidrograma da cheia efluente depende do mesmo. Este, é para as barragens de aterro, função da velocidade da erosão que, por sua vez, depende de fatores tais como: proteção do talude a jusante, tipo, características e dimensões do núcleo central e dos materiais que compõem o aterro e os filtros. O processo de erosão é travado quando: (i) as fundações apresentam uma resistência à erosão, (ii) deixa de haver água armazenada na albufeira, ou (iii) a capacidade de escoamento no vale começa a influenciar o escoamento através da brecha (Viseu, 2008).

Macdonald e Langridge-Monopolis (1984) concluem, com base na análise de diversas brechas, que o tempo de rotura é, em aproximadamente metade dos casos, inferior a 90 minutos.

Ferc (1987) apresenta duas alternativas para o tempo de rotura. Estas estão correlacionadas com o fato de (1) barragem se encontrar bem projetada e compactada (expressão 2.7) e (2) para o caso contrário (expressão 2.8):

$$0,1h \leq t_{rot} \leq 1,0h \quad (2.7)$$

$$0,1h \leq t_{rot} \leq 0,5h \quad (2.8)$$

onde,

t_{rot} – tempo de rotura, em horas.

Também o *United States Bureau of Reclamation* (USBR), à semelhança de FERC, apresenta valores em função das características do aterro (Quadro 2.7).

Quadro 2.7 – Valores de tempo de rotura em barragens de aterro (Viseu, 2008).

Tipo de barragem	Tempo de rotura (horas)
Aterro de terra (bem construído)	$0,5 \leq t_{rot} \leq 3$
Aterro de terra	$0,1 \leq t_{rot} \leq 0,5$
Aterro de estéreis de minas	$t_{rot} \leq 0,2$

Por sua vez, Singh e Scarlatos (1988) através da análise de 52 casos reais concluem que em 33, cerca de 63% dos casos, o tempo de rotura varia entre a meia hora e as 12 horas. Verificam também que na maioria dos casos o tempo de rotura é inferior a 3 horas. A curva de probabilidade do tempo de rotura da brecha associada a esta análise encontra-se representada na figura 2.9.

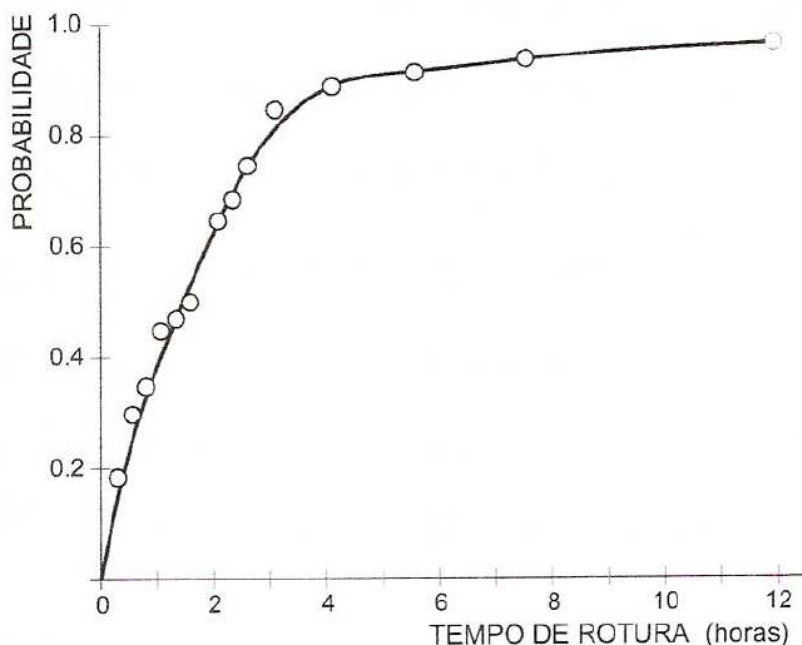


Figura 2.9 – Curva da probabilidade do tempo de rotura da brecha em barragens de aterro (Viseu, 2008).

Novamente Singh, em 1989, ao analisar a informação de 20 casos de roturas conclui que o tempo das mesmas deve apresentar valores que variem entre os 15 minutos e uma hora.

Mais tarde, Von Thun e Gillette, em 1990, em função dos materiais que constituem o aterro propõem duas expressões para o cálculo do tempo de rotura. Para aterros com materiais resistentes à erosão sugerem a expressão:

$$t_{rot} = 0,020H_{hid} + 0,025 \quad (2.9)$$

E, no caso de aterros com materiais facilmente erodíveis:

$$t_{rot} = 0,015H_{hid} \quad (2.10)$$

Froehlic, em 1995, apresenta a seguinte expressão para o cálculo do tempo de formação da brecha:

$$t_{rot} = \frac{0.00254V_{hid}^{0.53}}{H_{bre}^{0.9}} \quad (2.11)$$

No mesmo ano, 1995, Hartford e Kartha consideram que se pode assumir um tempo de rotura, em horas, igual a 1/30 vezes a altura da barragem, em metros. O quadro seguinte dá uma ideia da relação entre as alturas das barragens e os tempos de rotura que os autores propõem:

Quadro 2.8 – Valores de tempo de rotura em barragens de aterro em função da altura das mesmas.

Altura da barragem	Tempo de rotura
< 10 m	< 0,3 h
20 m	0,6 h
30 m	1 h
40 m	1,3 h
> 50 m	> 1,7 h

3 AS CHEIAS INDUZIDAS

3.1 Considerações Gerais

A segurança dos habitantes e valores patrimoniais nos vales a jusante das barragens encontra-se fortemente ligada à segurança da própria estrutura. Com efeito, as áreas a jusante podem ser sujeitas à ocorrência de cheias provocadas pela rotura das barragens situadas a montante.

Entende-se por cheia induzida, neste contexto, uma cheia provocada pela rotura ou qualquer outro acidente ocorrido numa barragem que tenha como consequência descargas não controladas com impacto no vale a jusante da mesma. Ao tipo de cheia provocado dá-se o nome de “onda de inundação” ou “cheia artificial”. No RSB define-se a onda de inundação como “onda de cheia resultante de um acidente, que pode provocar vítimas e prejuízos económicos e afetar o ambiente”.

Neste capítulo trata-se a simulação de cheias provocadas pela rotura de barragens.

3.2 Propagação da onda de cheia

A simulação de cheias provocadas pela rotura de barragens está relacionada com o mecanismo de formação da brecha e o cálculo do hidrograma dela efluente. A onda de cheia propaga-se em escoamento com superfície livre gradualmente variado, pelo que as equações que descrevem este escoamento são as equações de Saint-Venant. O desenvolvimento destas equações foi efetuado por Barré de Saint-Venant no século XIX. Estas equações constituem um sistema de duas equações diferenciais parciais, a saber, a equação da continuidade (conservação da massa) e a equação da dinâmica (Viseu, 2008).

Assim, para um canal prismático retangular, as equações de Saint-Venant unidimensionais escrevem-se da seguinte forma (Almeida, 1983):

$$\partial h + \partial_x(Uh) = 0 \quad (3.1)$$

$$\partial_t(Uh) + \partial_x(U^2h) + \partial_x(gh^2/2) = gh(i - j) \quad (3.2)$$

em que:

U – velocidade do escoamento;

h – altura de água;

J – perda de carga unitária do escoamento;

i – declive do canal;

g – aceleração da gravidade;

∂_t, ∂_x - derivadas parciais relativas às variáveis tempo e espaço, respetivamente.

A equação (3.1) traduz a equação da continuidade ou da conservação da massa e a equação (3.2) representa a equação da dinâmica ou da quantidade de movimento.

Estas equações resultam de uma série de pressupostos tais como considerar o escoamento unidimensional e a variar gradualmente ao longo do seu percurso longitudinal. Para a sua resolução introduzem-se condições nas fronteiras de montante e jusante, e condições internas que descrevem o comportamento das estruturas hidráulicas existentes no leito.

Os modelos numéricos efetuam a simulação do processo de formação da cheia induzida pela rotura da barragens através de dados definidos pelo modelador, a saber, a geometria da brecha e o tempo de rotura. Após a definição destes parâmetros o modelo simula a evolução da brecha em função do tempo e calcula o hidrograma respetivo. No ponto 2.4 da presente Dissertação apresentou-se uma revisão bibliográfica relativa ao estado da arte no que diz respeito às expressões de cálculo destes dois parâmetros.

3.3 Modelo numérico DAMBRK

3.3.1 Considerações gerais

O modelo DAMBRK, à semelhança do modelo HEC-RAS, permite, no âmbito do objeto deste trabalho, simular a propagação de uma onda de cheia no vale a jusante de uma barragem, após a formação de uma brecha que provoca a destruição parcial ou total desta. Este modelo foi desenvolvido pelo “National Weather Service” (Boss DAMBRK, 1991) e encontra-se estruturado em três módulos:

- descrição temporal e geométrica da brecha de rotura;

- cálculo do hidrograma efluente da secção da barragem em rotura;
- propagação da cheia induzida para jusante.

No que respeita ao primeiro item, o programa permite modelar a forma da brecha (triangular, retangular e trapezoidal), simulando a rotura por erosão interna. A lei de evolução da brecha ao longo do tempo pode ser linear ou não linear (com um expoente que varia de 1 a 4). O utilizador terá que definir a forma final da brecha, o tempo de rotura e a lei de evolução da brecha. No que respeita ao segundo item, o hidrograma efluente da secção da barragem é calculado, no caso mais geral, pela soma dos caudais que se escoam pela brecha, pelo descarregador de cheias, sobre o coroamento da barragem e através das descargas de fundo e circuito hidráulico.

3.3.2 Propagação da onda de cheia

O modelo DAMBRK recorre às equações de Saint-Venant, as quais descrevem o escoamento com superfície livre gradualmente variado, sendo neste caso resolvidas na seguinte forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (3.3)$$

$$\frac{1}{A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \cdot \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - g \cdot (S_0 - S_f) = 0 \quad (3.4)$$

A equação 3.3 traduz a conservação da massa e a 3.4 a conservação da quantidade de movimento num volume de controlo, constituído por um troço de leito em que,

Q – caudal;

A – área da secção transversal do escoamento;

x – distância medida segundo a direção do escoamento;

t – tempo;

g – aceleração da gravidade;

y – profundidade do escoamento;

S_0 – declive do perfil longitudinal da linha de água;

S_f – declive da linha de energia.

Para a resolução destas equações são introduzidas pelo utilizador condições de fronteira internas que descrevam o comportamento das estruturas hidráulicas que se encontrem no leito.

3.3.3 Formação da brecha

Nas barragens de aterro, caso particular abordado na presente Dissertação, a formação da brecha é progressiva e demora algum tempo até atingir a forma final, pelo que o modelo DAMBRK considera a brecha como um descarregador de geometria variável, cuja dimensão aumenta devido à erosão provocada pela água. As Figuras 3.4 e 3.5 esquematizam a forma como o modelo considera a geometria da brecha nas barragens de aterro, nas situações de rotura por galgamento e erosão interna, respetivamente:

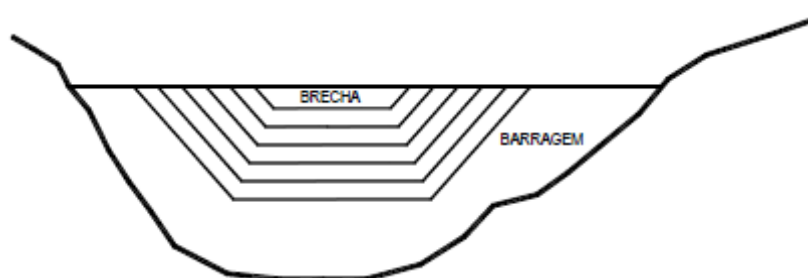


Figura 3.1 – Geometria da brecha numa situação de rotura por galgamento (Lança, 1997).

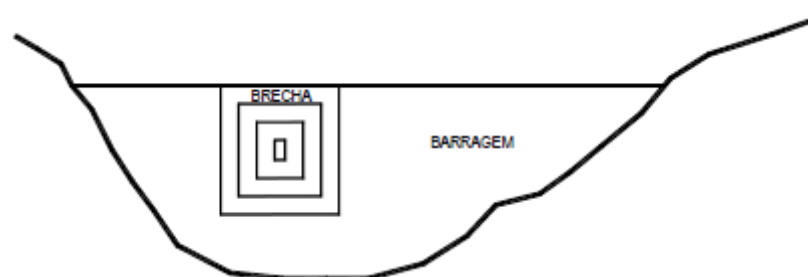


Figura 3.2 – Geometria da brecha numa situação de rotura por erosão interna (Lança, 1997).

O caudal que se escoia pela brecha é calculado como no caso de um descarregador:

$$Q_{bre} = \mu B_{bre} \sqrt{2g(h - y_{bre})^3} \quad (3.5)$$

O caudal que se escoia através dos órgãos de segurança e sobre a barragem, em caso de galgamento, é calculado pela seguinte expressão:

$$Q_d = \mu' B_d \sqrt{2g(h - y_d)^3} + \mu'' (B - B_{bre} - B_d) \sqrt{2g(h - y_{Barr})^3} + Q_t \quad (3.6)$$

onde:

μ, μ', μ'' - coeficientes de vazão;

B_{bre} - largura da brecha;

B_d - largura do descarregador;

B - desenvolvimento do coroamento;

Y_{bre} - cota da soleira da brecha;

Y_d - cota da soleira do descarregador;

y_{bar} - cota do coroamento da barragem;

h - cota da água na albufeira;

Q_t - caudal que se escoia através das descargas de fundo e circuito hidráulico, podendo ser constante ou variável com o tempo.

Nas equações de vazão utiliza-se sempre uma caracterização quase-estacionária das condições de vazão.

O modelo DAMBRK considera as seguintes alternativas para o cálculo da onda de inundação na secção da barragem:

- a rotura é gradual e o nível da água na albufeira mantém-se aproximadamente horizontal. Neste caso, a modelação do esvaziamento da albufeira é realizada somente por recurso à equação da continuidade;

- a rotura é praticamente instantânea, produzindo uma onda de frente abrupta para jusante e uma onda negativa na albufeira a montante. Neste caso, o modelo realiza uma análise hidrodinâmica completa.

Nas simulações efetuadas adotou-se o modelo correspondente à segunda alternativa.

3.3.4 Limitações do modelo

O modelo DAMBRK modela a onda de cheia assumindo o escoamento com superfície livre unidirecional, o que faz com que as secções transversais sejam consideradas perpendicularmente à direção da linha de água e que a superfície livre do escoamento seja sempre horizontal nas secções consideradas. Na propagação da onda de cheia em vales abertos com grandes áreas inundáveis onde o processo de avanço e recessão da inundação é mais moroso, a simulação apresenta maiores diferenças em comparação com a realidade. No entanto, na simulação com este modelo, em comparação com modelos bidirecionais, situamos do lado da segurança, uma vez que neste se verifica uma onda de cheia a propagar-se com maior velocidade e menor amortecimento do que terá na realidade. Outros fatores a concorrer para um distanciamento entre a simulação e a realidade são a não consideração de transporte de sedimentos e a variação da rugosidade durante o tempo de cálculo. Também para a formação da brecha o modelo pode não traduzir fielmente a realidade, uma vez que é o utilizador que introduz a cota a que a brecha se forma, a sua geometria final e a velocidade de formação da mesma.

3.4 Modelo numérico HEC-RAS

3.4.1 Considerações gerais

O modelo numérico HEC-RAS permite, computacionalmente, simular escoamentos em canais naturais ou artificiais, possibilitando o cálculo e análise hidráulica de escoamentos a 1-D (unidimensionais) em regime permanente e quase-permanente. Permite também calcular a erosão no leito do rio devido ao transporte de sedimentos e a modelação do escoamento nos regimes subcrítico, supercrítico e misto.

Este modelo baseia-se, para a definição da superfície da água, na equação unidimensional de conservação da energia (teorema de Bernoulli):

$$h_1 + y_{f1} + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = h_2 + y_{f2} + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + J\Delta x \quad (3.7)$$

em que,

h - altura de água em relação ao fundo do canal (m);

y_f - cota do fundo (m);

α - coeficiente de Coriolis;

U - velocidade (m/s);

g - aceleração gravítica (m/s^2).

Através desta equação é possível relacionar as diferentes formas de energia mecânica, a saber, a energia cinética, energia potencial e energia de pressão. Apesar de não estarem representadas na equação, através do HEC-RAS é possível introduzir e calcular os efeitos de singularidades que possam existir, tais como, pilares, esporões, diques, etc.

Na figura seguinte representam-se os termos da equação:

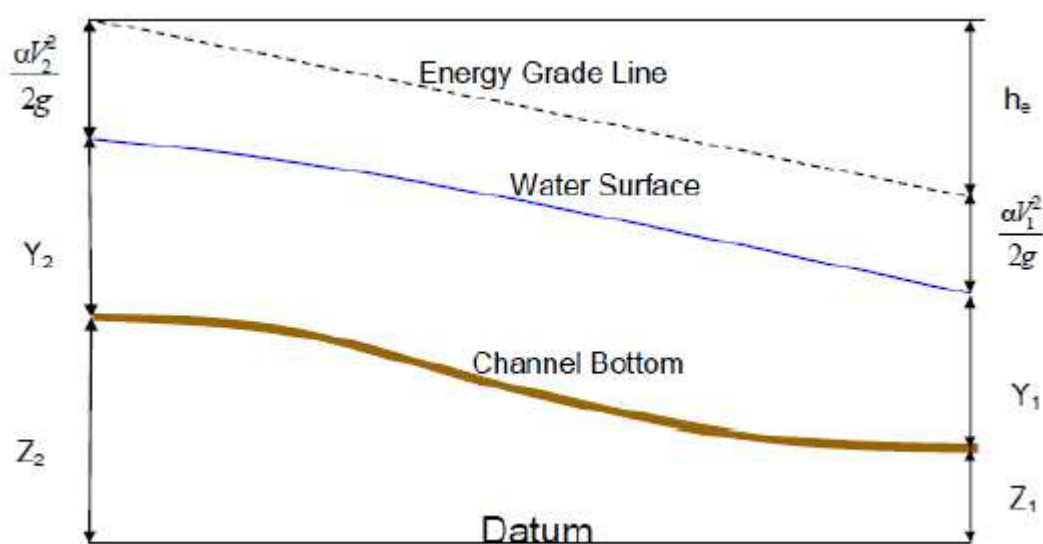


Figura 3.3 – Representação gráfica da linha de energia (Usace, 2002).

Na Figura 3.3 as linhas com as designações “Energy Grade Line”, “Water Surface” e “Channel Bottom” traduzem, respetivamente, a linha de energia, a superfície livre e o fundo do canal.

3.4.2 Tipo de escoamento

O modelo HEC-RAS calcula os níveis da superfície da água de uma secção para outra através da resolução da equação (3.7). O cálculo pode ser feito de montante para jusante ou inversamente, consoante o escoamento seja lento ou rápido. O escoamento considerado pelo modelo é unidimensional e assim sendo é calculada uma única cota da linha de energia em cada secção transversal.

3.4.3 Perdas de carga

Relativamente à perda de carga entre secções, esta resulta da soma de duas componentes: a perda de carga continua devido ao atrito e a perda de carga localizada.

A perda de carga contínua (devido ao atrito) é calculada com recurso à equação de Manning-Strickler:

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (3.8)$$

em que,

K – é um parâmetro que depende da rugosidade do leito e margens;

A – área da secção líquida;

R – raio hidráulico;

J – perda de carga por unidade de percurso.

A perda de carga total é calculada com recurso à seguinte expressão.

$$J \cdot \Delta x = L \cdot J \cdot C \cdot \left| \frac{\alpha_2 U_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 U_1^2}{2g} \right| \quad (3.9)$$

em que,

J – perda de carga unitária;

L – comprimento médio do trecho;

C – coeficiente de contração/expansão.

Por forma a avaliar a perda de carga causada devido à resistência ao escoamento, o HEC-RAS efetua o produto dos comprimentos médios de cada trecho com o seu declive (expressão (3.9)). Declive esse que é calculado da seguinte forma:

$$J = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (3.10)$$

Para o comprimento médio de cada trecho, L, o HEC-RAS assume a seguinte expressão:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot Q_{lob} + L_{ch} \cdot Q_{ch} + L_{rob} \cdot Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}} \quad (3.11)$$

em que,

L_{lob} – comprimento entre secções transversais medido na margem esquerda;

L_{ch} – comprimento entre secções transversais medido no eixo do canal;

L_{rob} – comprimento entre secções transversais medido na margem direita;

Q_{lob} – média aritmética do caudal entre as secções (margem esquerda);

Q_{ch} – média aritmética do caudal entre as secções (eixo do canal);

Q_{rob} – média aritmética do caudal entre as secções (margem direita).

Para calibrar adequadamente o modelo torna-se necessário fazer uma análise de sensibilidade para uma seleção apropriada do coeficiente de Manning-Strickler. Este é função de múltiplos fatores, tais como, rugosidade, vegetação, obstruções, irregularidades e forma do leito, temperatura, etc. Importa também assumir um valor adequado para as perdas por contração e

expansão. O HEC-RAS assume a existência duma expansão sempre que existe uma diminuição na velocidade do escoamento de montante para jusante e uma contração quando a velocidade do escoamento aumenta. O manual “*HEC-RAS 4.1-Users Guide*” recomenda os seguintes valores:

	Contração	Expansão
Transição gradual	0.1	0.3
Transição abrupta	0.6	0.8

Quadro 3.1 – Coeficientes de contração e de expansão.

3.4.4 Energia específica

A energia específica traduz a altura da linha de energia acima do fundo do canal (Figura 3.2) e pode ser expressa através da seguinte equação:

$$E = h + \frac{U^2}{2g} \quad (3.12)$$

Que pode também ser escrita da seguinte forma:

$$E = h + \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} \quad (3.13)$$

3.4.5 Altura crítica

A partir da expressão (3.13) pode ser obtido um valor mínimo quadrado que representa a menor energia específica com que um determinado caudal Q pode ser escoado em determinada secção transversal:

$$E = h + \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} \frac{dA}{dh} = 0 \quad (3.14)$$

Neste caso, estamos perante um regime de escoamento crítico. O HEC-RAS calcula a altura crítica, h_c , através dum processo iterativo em que vai assumindo valores de h e os respetivos valores de E até obter o valor mínimo.

3.4.6 Equação de conservação da quantidade de movimento

Quando a linha de água ultrapassa a altura crítica passa-se a uma situação de escoamento rapidamente variado deixando de ter aplicabilidade a equação da energia. Esta situação pode ocorrer quando se registam mudanças significativas no declive do rio, estreitamentos, pontes, soleiras e junções. Nestes casos, o HEC-RAS utiliza a seguinte equação da quantidade de movimento.

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = \beta \cdot Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (3.15)$$

em que,

P – força da pressão hidrostática;

W_x – força devido ao peso da água na direção x ;

F_f – força devido a perdas externas por atrito entre as secções;

Q – caudal;

ρ – massa volúmica;

ΔV_x – mudança na velocidade de 1 para 2 na direção x ;

β – coeficiente da quantidade de movimento.

Esta equação deriva da segunda lei de Newton e é aplicada a um volume constante entre duas secções consecutivas. A figura que se segue esquematiza a aplicação da mesma:

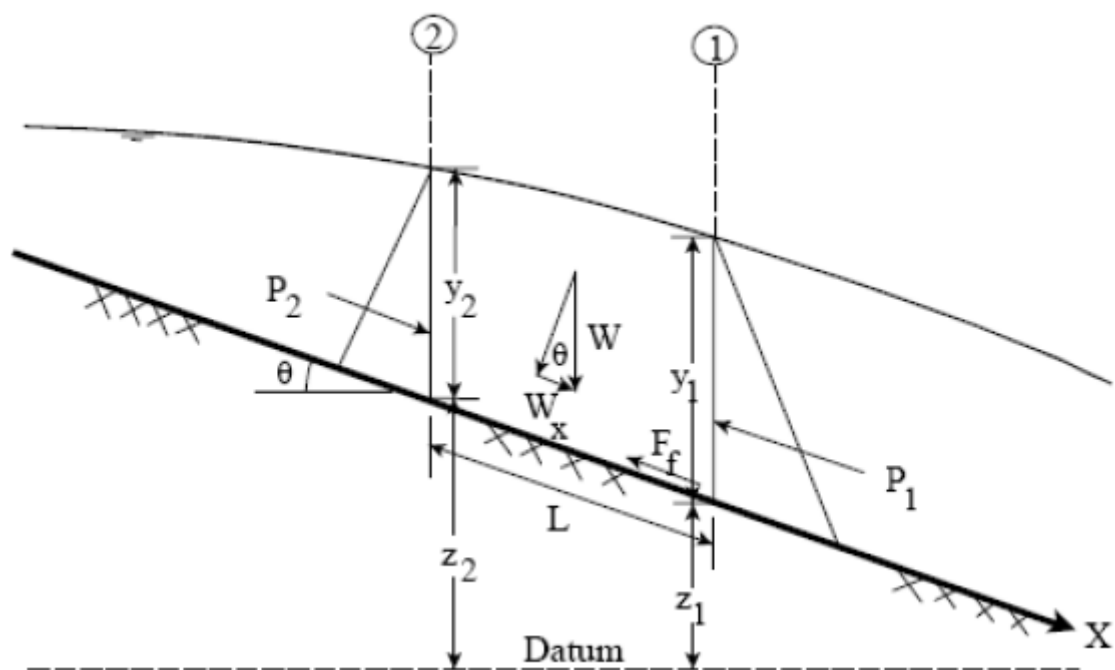


Figura 3.4 – Aplicação da quantidade de movimento (Usace, 2002).

A força hidrostática de pressão é calculada através da seguinte equação:

$$P = \gamma \cdot A \cdot y \cdot \cos \theta \quad (3.16)$$

O peso da água pode ser calculado através da seguinte equação:

$$W_x = \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L' \cdot \sin \theta \quad (3.17)$$

em que,

L' – distância entre secções ao longo do eixo x;

θ – ângulo de inclinação do leito do canal.

A força de resistência ao escoamento é calculada através da seguinte equação:

$$F_f = \tau \cdot P' \cdot L' \quad (3.18)$$

em que,

τ – tensão de arrastamento junto ao fundo;

P' – perímetro molhado médio.

A tensão de arrastamento é obtida da seguinte maneira:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot J \quad (3.19)$$

Finalmente, através da relação entre as equações anteriores:

$$Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x = \frac{Q \cdot \gamma}{g} \cdot (\beta_2 \cdot U_2 - \beta_1 \cdot U_1) \quad (3.20)$$

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow \gamma \cdot A_1 \cdot y_1 - \gamma \cdot A_2 \cdot y_2 + \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L' \cdot (\sin \theta - J) \\ = \frac{Q_2 \cdot \gamma}{g} \cdot \beta_2 \cdot U_2 - \frac{Q_1 \cdot \gamma}{g} \cdot \beta_1 \cdot U_1 \end{aligned} \quad (3.21)$$

$$\Leftrightarrow \frac{Q_1^2 \cdot \beta_1}{g \cdot A_1} + A_1 \cdot y_1 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L' \cdot (\sin \theta - J) = \frac{Q_2^2 \cdot \beta_2}{g \cdot A_2} + A_2 \cdot y_2 \quad (3.22)$$

A equação (3.22) é a expressão que o HEC-RAS utiliza para aplicação do princípio de conservação da quantidade de movimento.

3.4.7 Interface

O modelo HEC-RAS interage através de uma interface gráfica, que permite durante o projeto, a visualização instantânea das informações que vão sendo introduzidas pelo utilizador. Estas informações estão agrupadas no modelo em quatro módulos:

- gestão de arquivos;
- introdução e edição de dados;

- análises hidráulicas;
- apresentação de resultados.

3.5 Método simplificado

A abordagem simplificada para efetuar a simulação do processo de formação da cheia induzida pela rotura da barragem consiste no uso de equações empíricas de previsão, isto é, expressões que relacionam o caudal máximo efluente da brecha de rotura com as características da barragem ou da albufeira (geralmente altura da barragem e o volume armazenado na albufeira, ou uma variável que compreenda estas duas características).

Esta abordagem empírica baseia-se na análise estatística dos dados obtidos a partir de roturas históricas documentadas ou de trabalho experimental. Apresentam-se no Quadro 3.2 algumas formulações empíricas que constam da bibliografia da especialidade. Faz-se notar que todas as formulações expostas neste quadro são apresentadas em unidades do Sistema Internacional, isto é, altura da barragem (H_{bar}) em metros (m), volume da albufeira (V_{alb}) em metros cúbicos (m^3) e caudal ($Q_{máx}$) em metros cúbicos por segundo (m^3/s).

Quadro 3.2 – Expressões para cálculo do caudal de ponta de cheia resultante da rotura de uma barragem.

Método	Expressão	
Kirkpatrick (1977)	$Q_{max} = 7.683H_{bar}^{1.909}$	(3.23)
Hagen (1982)	$Q_{max} = 1.205(H_{bar}V_{alb})^{0.48}$	(3.24)
USBR (1983)	$Q_{max} = 19H_{bar}^{1.85}$	(3.25)
USBR (1989)	$Q_{max} = 6.14h_{bar}^{1.81}V_{alb}^{0.061}$	(3.26)
Froehlic (1995)	$Q_{max} = 0.607h_{bar}^{1.24}V_{alb}^{0.295}$	(3.27)
Institution of Civil Engineers (1996)	$Q_{max} = 1.3H_{bar}^{2.5}$	(3.28)
Lemperière (1996)	$Q_{max} = H_{bar}^{0.5}(H_{bar}^2 + KV_{alb}^{0.5})$	(3.29)

As expressões propostas podem conduzir, para uma mesma barragem, a resultados muito díspares. Assim, para um dado caso de estudo, poder-se-ão, numa primeira fase, utilizar o conjunto total das expressões e realizar uma análise de sensibilidade aos valores do caudal máximo efluente. Numa segunda fase, devem adotar-se aquelas que, para a estimativa do caudal máximo efluente, entram em linha de conta não só com a altura da barragem como também com a capacidade de albufeira. Note-se ainda que a fórmula Lemperière permite

considerar, para além da altura da barragem e da capacidade da sua albufeira, a maior ou menor erodibilidade da barragem de aterro, através do coeficiente k .

As expressões mais amplamente utilizadas no meio técnico-científico são as de Froelich (1995), USBR (1989) e Hagen (1982). A primeira conduz a estimativas por defeito; a última tende a sobrestimar os valores do caudal máximo efluente. Também a fórmula de Lemperière conduz, para valores elevados de k (variando entre 0,8 e 1), a valores de caudal máximo efluentes maiores, ou seja do lado da segurança das conclusões.

Relativamente ao caudal máximo efluente na secção da barragem, Q_{max} , este vai-se reduzindo ao longo do vale devido ao amortecimento. Assim, para estimar a altura de água nas sucessivas secções há que calcular os respetivos valores de $Q_{max}(x)$, sendo x a distância à barragem.

Uma das primeiras questões a considerar, quando se pretende simular a propagação da cheia induzida ao longo de um vale, é a identificação dos limites de cálculo. Note-se que os critérios mais adequados para a fixação da fronteira de jusante são os que se baseiam nas fronteiras físicas, ou seja, a foz do rio no oceano, a secção de confluência com outro rio de maior dimensão ou uma albufeira a jusante.

A abordagem simplificada para efetuar a simulação do processo de propagação da cheia induzida pela rotura da barragem consiste no uso de modelos baseados em equações empíricas de previsão que relacionam o caudal máximo numa secção que dista x quilómetros da barragem, $Q_{max}(x)$, com determinadas características do vale, nomeadamente o declive médio do talvegue, a rugosidade e a distância percorrida pela frente da onda

Assim, o USBR estabelece que o caudal máximo numa secção que dista x quilómetros da secção da barragem pode ser dado em função desta última distância e de Q_{max} (USBR, 1989):

$$Q_{max}(x) = \frac{Q_{max}}{10^{0.0124x}} \quad (3.30)$$

em que,

Q_{max} - caudal máximo efluente na secção da barragem em rotura (m^3/s);

x - distância entre a secção de cálculo e a barragem (km);

$Q_{\max}(x)$ - caudal máximo numa secção à distância x km da barragem (m^3/s).

4 CASO DE ESTUDO

4.1 Considerações gerais

Na presente Dissertação escolheu-se, de entre as barragens que constam no Grupo de Trabalho sobre Segurança de Infraestruturas Hidráulicas e Cheias, cujo estudo de avaliação dos impactos de rotura não tenha ainda sido feito, a barragem de Rego do Milho, localizada na bacia do rio Minho, pertencente à bacia hidrográfica do Douro. A barragem de Rego do Milho é uma barragem de aterro zonado, com 25 metros de altura. A sua utilização é para efeitos de rega e foi concluída no ano de 2005.

Nos Quadros 4.1 a 4.5 indicam-se as principais características desta barragem (CNPGB, 2013):

Quadro 4.1 – Localização da barragem de Rego do Milho.

LOCALIZAÇÃO	
Distrito	Bragança
Concelho	Chaves
Bacia Hidrográfica	Douro
Linha de Água	Ribeiro do Milho

Quadro 4.2 – Características da barragem de Rego do Milho.

CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	
Área da Bacia Hidrográfica	2.1 km ²
Aterro	Terra e enrocamento
Cota do Coroamento	457 m
Volume do aterro	260 x 1000 m ³

Quadro 4.3 – Características da descarga de fundo da barragem de Rego do Milho

DESCARGA DE FUNDO	
Localização	Margem direita
Tipo	Em conduta sob o aterro
Secção da Conduta	800

Controlo a montante	Válvulas planas
Controlo a Jusante	Válvula jacto oco

Quadro 4.4 – Descarregador de cheias da barragem de Rego do Milho

DESCARREGADOR DE CHEIAS	
Localização	Margem direita
Tipo de Descarregador	Canal de encosta
Cota da Crista da Soleira	455 m
Desenvolvimento da Soleira	5 m
Caudal Máximo Descarregado	4 m ³ /s
Dissipação de Energia	Trampolim

Quadro 4.5 – Características da albufeira da barragem de Rego do Milho

CARACTERÍSTICAS DA ALBUFEIRA	
Área inundada ao NPA	184 x 1000 m ²
Capacidade total	1880 x 1000 m ³
Nível de Pleno Armazenamento (NPA)	455 m
Nível de Máxima Cheia (NMC)	455.5 m

As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam a planta e o perfil transversal tipo da barragem:

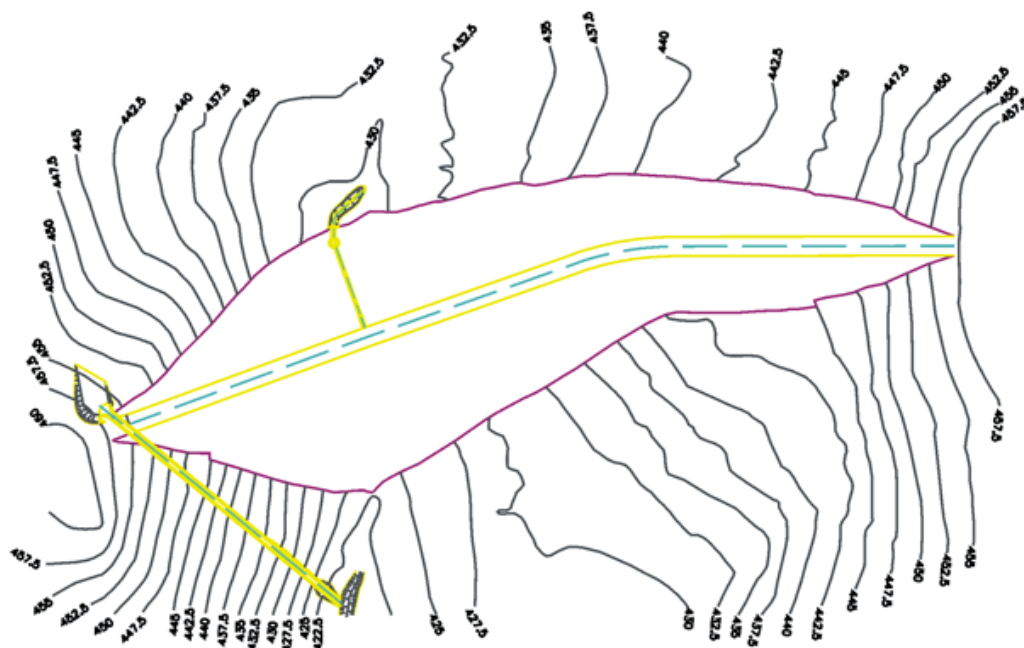


Figura 4.1 – Vista em planta da barragem de Rego do Milho.

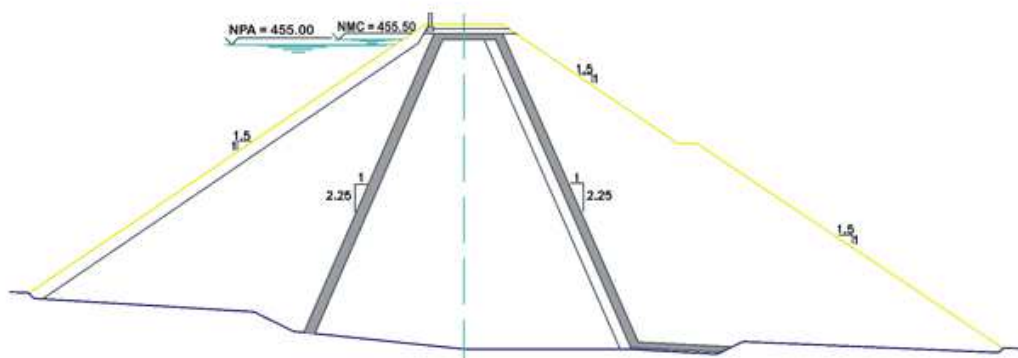


Figura 4.2 – Perfil transversal tipo da barragem de Rego do Milho.

4.2 Recolha de dados

Nesta fase, por forma a ser possível recorrer aos modelos numéricos para efetuar a simulação da rotura da barragem, tornou-se necessário obter uma caracterização da albufeira bem como das características do vale a jusante da mesma. No entanto, esta tarefa revelou-se mais

complicado que o inicialmente expectável. Não foi possível ultrapassar todas as formalidades e entraves burocráticos encontrados para obter as cartas digitais (formato GIS) do local, pelo que, foi necessário recorrer às cartas militares à escala 1:25 000 no formato *.jpeg. Estas, no entanto, revelaram-se desatualizadas, uma vez que ainda não constava nas mesmas a barragem e consequente albufeira. Assim, a carta foi importada e trabalhada no programa *AutoCAD*. Através da localização pelas coordenadas geométricas foi desenhada a barragem, a consequente albufeira e foram levantados os vários perfis a jusante da mesma para a caracterização do vale no modelo HEC-RAS. A Figura 4.3 dá um aspeto geral do trabalho efetuado:

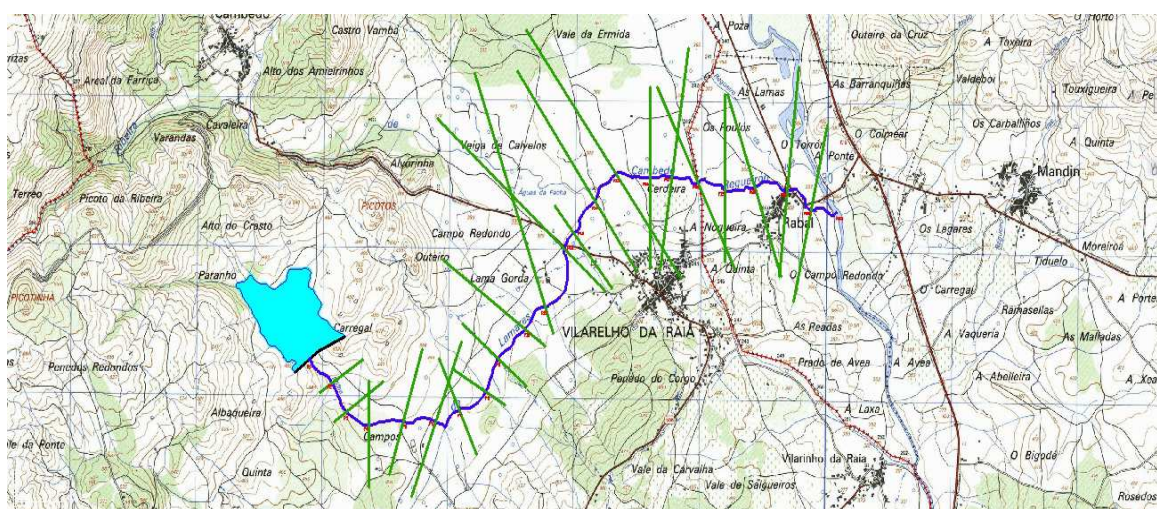


Figura 4.3 – Vista em planta da barragem de Rego do Milho, respetiva albufeira e os vários perfis a jusante do vale

Posteriormente procedeu-se ao levantamento topográfico da secção da barragem e dos vários perfis do vale a jusante da mesma, ao longo do Ribeiro do Milho até à interseção como Rio Tâmega. Efetuou-se também o levantamento do perfil longitudinal do Ribeiro do Milho, cujas cotas características se podem observar no Quadro 4.6 e na Figura 4.4.

Quadro 4.6 – Distâncias à barragem e cotas do talvegue dos perfis transversais

	Dist à origem	Cota do talvegue	Distâncias parciais [m]
Nº Perfil	x [m]	z[m]	
Barragem	0.0		
P22	273.5	405	273.5
P21	519.1	397	245.6
P20	743.4	395	224.3

P19	1049.8	389	306.4
P18	1350.5	385	300.7
P17	1626.3	383	275.8
P16	1908.9	378	282.6
P15	2179.9	376	271.0
P14	2511.0	374	331.1
P13	2772.2	372	261.2
P12	3310.2	371	538.0
P11	3455.2	369	145.0
P10	3782.7	369	327.5
P9	4067.9	369	285.2
P8	4376.2	368	308.3
P7	4574.7	368	198.5
P6	4835.8	368	261.1
P5	5106.8	367	271.0
P4	5382.7	367	275.9
P3	5706.2	366	323.5
P2	6003.7	365	297.5
P1	6257.7	364	254.0

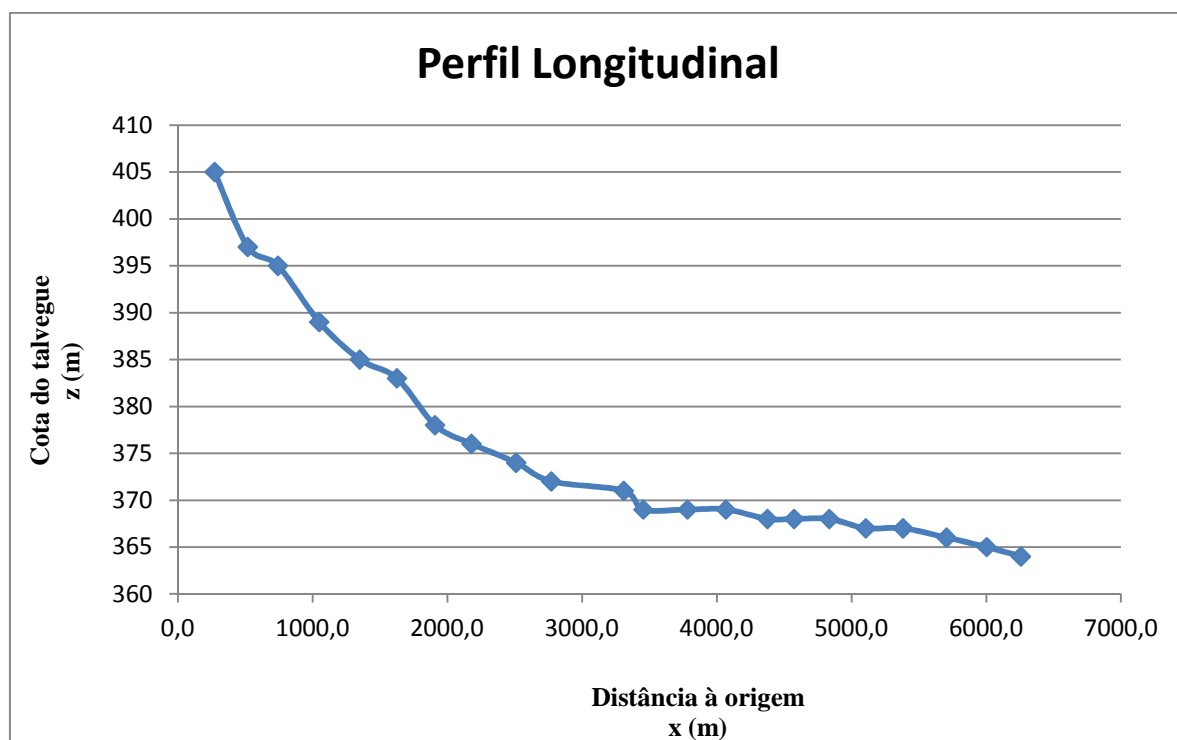


Figura 4.4 – Perfil longitudinal da linha do Ribeiro do Milho

De seguida, procedeu-se ao levantamento dos 23 perfis transversais ao longo do vale a jusante da barragem. Este foi um processo moroso dado o formato e escala em que foram trabalhadas as cartas. A título de exemplo na figura 4.5 indica-se graficamente o levantamento efetuado no primeiro perfil a jusante da barragem.

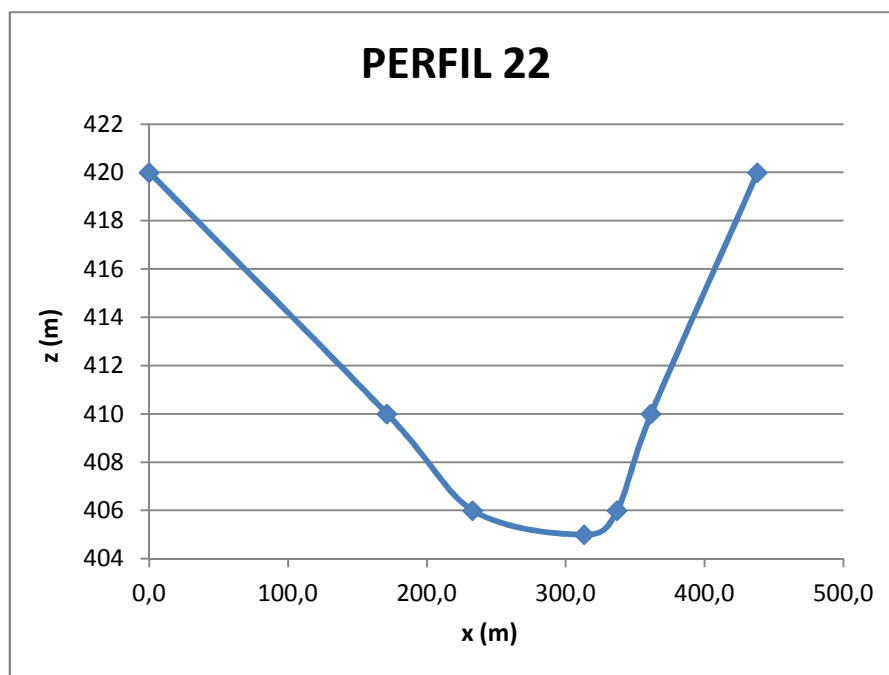


Figura 4.5 – Perfil transversal número 22 do Ribeiro do Milho

4.3 Introdução de dados no HEC-RAS e DAMBRK

Nesta parte, devido à complexidade dos programas e à vastidão de dados calibrados nos mesmos, apenas se apresenta, de forma resumida, a cronologia dos passos efetuados.

Ao entrarmos no modelo HEC-RAS importa criar um novo projeto que irá assim criar a pasta onde irão ficar guardados todos os ficheiros de dados e resultados. O primeiro passo consiste em introduzir os dados geométricos abrindo, para o efeito, o separador *Geometric Data*. Neste separador desenha-se, de montante para jusante, o curso de água a analisar, podendo ser importada uma fotografia e trabalhar sobre a mesma. Desenhou-se assim, através do comando *River Reach*, o troço do curso de água do Ribeiro do Milho.

De seguida, através do separador *cross-Section* introduziram-se as várias secções transversais do vale a jusante da barragem e as respetivas características que o programa requer, tais como, os coeficientes de Manning, de expansão e de contração. Na Figura 4.6 exemplifica-se o separador do programa na introdução dum perfil transversal.

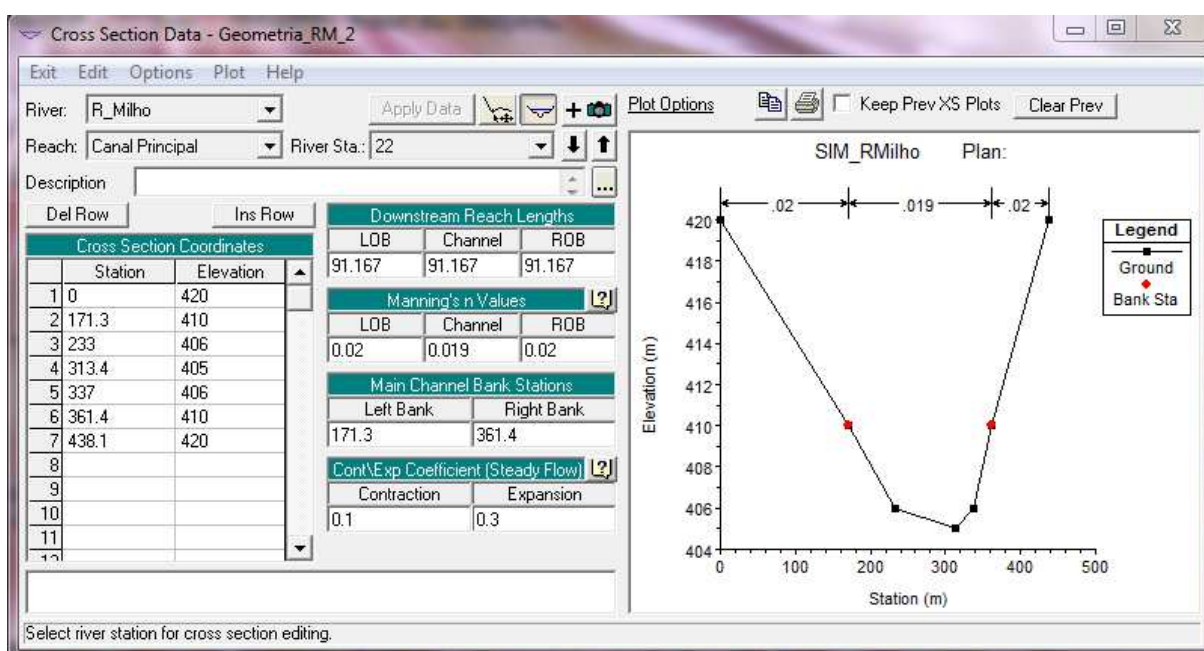


Figura 4.6 – Separador *Cross-Section*, modelo HEC-RAS.

Após a introdução da totalidade dos perfis transversais procede-se à interpolação dos mesmos. Foram consideradas interpolações de 25 em 25 metros. A Figura 4.7 mostra os vários perfis com a interpolação efetuada entre eles.

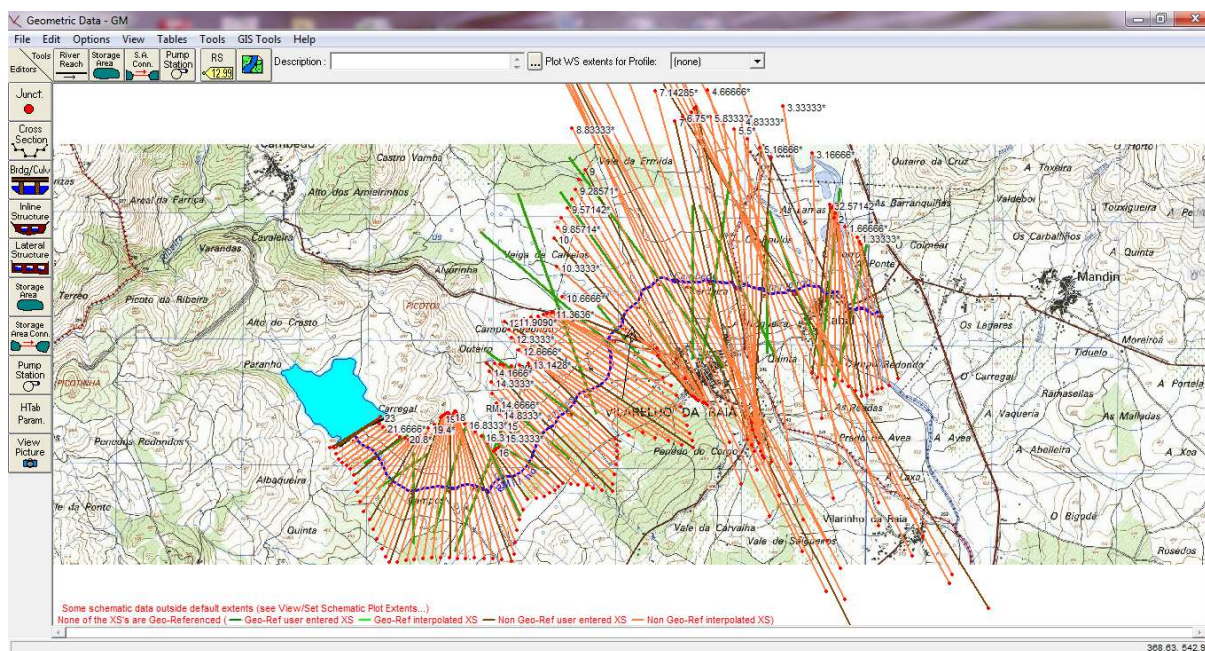


Figura 4.7 – Separador *Geometric Data* com a interpolação efetuada, modelo HEC-RAS.

De referir que o modelo, por forma a caracterizar pormenorizadamente a zona em estudo, oferece muitas possibilidades de representação de estruturas tais como, pontes, barragens, açudes, etc. De referir que na Figura 4.7 encontram-se introduzidas a barragem e respetiva albufeira.

Relativamente à inserção de dados relativos ao escoamento, tratando-se de uma rotura de barragem, o tipo de escoamento a considerar é em regime variável. O HEC-RAS permite, para este tipos de casos, introduzir nas condições de fronteira a montante uma albufeira e as características da brecha de rotura da barragem (geometria e tempo de formação) e a partir destas modelar a propagação da onda de cheia em função do hidrograma resultante.

Através do programa DAMBRK obteve-se para a definição da fronteira de montante do projeto o hidrograma efluente resultante da rotura da barragem. De referir que para a definição da largura média da brecha e tempo de formação da mesma recorreu-se aos resultados de modelos empíricos. Após uma breve análise de sensibilidade dos mesmos verificou-se que as ligeiras alterações da largura da brecha e do seu tempo de formação não produzia diferenças significativas nos resultados. Obtiveram-se valores muito próximos dos caudais máximos e do tempo de chegada da onda de cheia. Assim, foi utilizado o valor médio de 180 metros para a largura da base da brecha de rotura e 1 hora para o tempo de formação da mesma. A Figura 4.8 dá uma ideia aproximada da forma final da brecha de rotura.

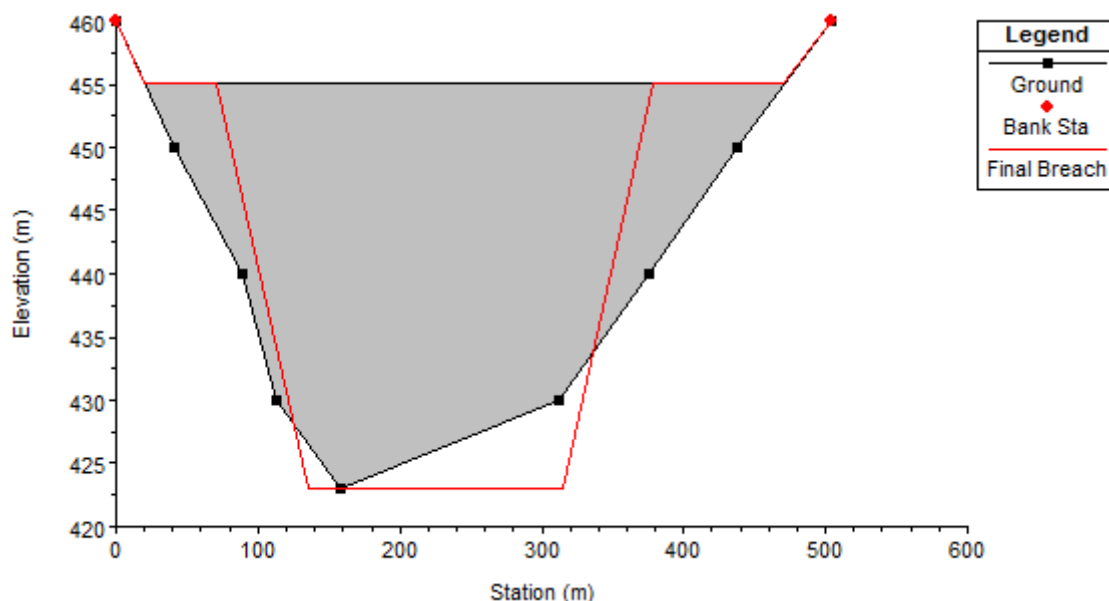


Figura 4.8 – Forma final da brecha de rotura.

No que diz respeito à definição da fronteira a jusante, foi usada a condição *Normal Depth* que requer a inserção da inclinação do fundo do rio entre as duas últimas secções, cujo valor é 0.004 m/m. É também necessário definir um tempo, ou data inicial e final, de simulação. Foi usado um período de 4 horas com *output* de 2 em 2 minutos.

Na modelação efetuada com o HEC-RAS procedeu-se a sucessivas tentativas de calibração por forma a perceber a influência dos parâmetros estimados e assim minimizar os efeitos resultantes de estimativas menos ajustadas, uma vez que o modelo se mostrou muito sensível a pequenas alterações.

4.4 Aplicação do método simplificado

Na aplicação dos métodos simplificados a componente de recolha de dados foi direta e por isso menos morosa e complexa que a requerida para os modelos numéricos. Os dados necessários resumem-se neste caso à altura da barragem e volume da albufeira. Para a altura da barragem foi usado o valor de 25 metros e para o volume da albufeira 1880 x 1000 metros cúbicos. Neste método, os resultados foram obtidos através da aplicação direta de expressões para o cálculo do caudal de ponta de cheia e dos caudais máximos nas várias secções da barragem. Atrás, no Quadro 3.2, foram apresentadas as seguintes expressões usadas para o cálculo do caudal de ponta de cheia na secção da barragem; no quadro seguinte, Quadro 4.7, é apresentada a expressão usada para o cálculo do caudal máximo nas secções a jusante da barragem.

Quadro 4.7 – Expressão para cálculo do caudal máximo nas secções a jusante.

Caudal máximo nas secção a jusante da barragem	
USBR (1989)	$Q_{max}(x) = \frac{Q_{max}}{10^{0.0124x}}$

5 RESULTADOS

5.1 Modelos numéricos DAMBRK e HEC-RAS

Na modelação do hidrograma efluente na secção da barragem com o modelo DAMBRK a rotura produziu uma onda de frente abrupta para jusante (Figura 5.1). Os valores dos caudais que resultam do hidrograma efluente da rotura da barragem podem ser observados no quadro 5.1.

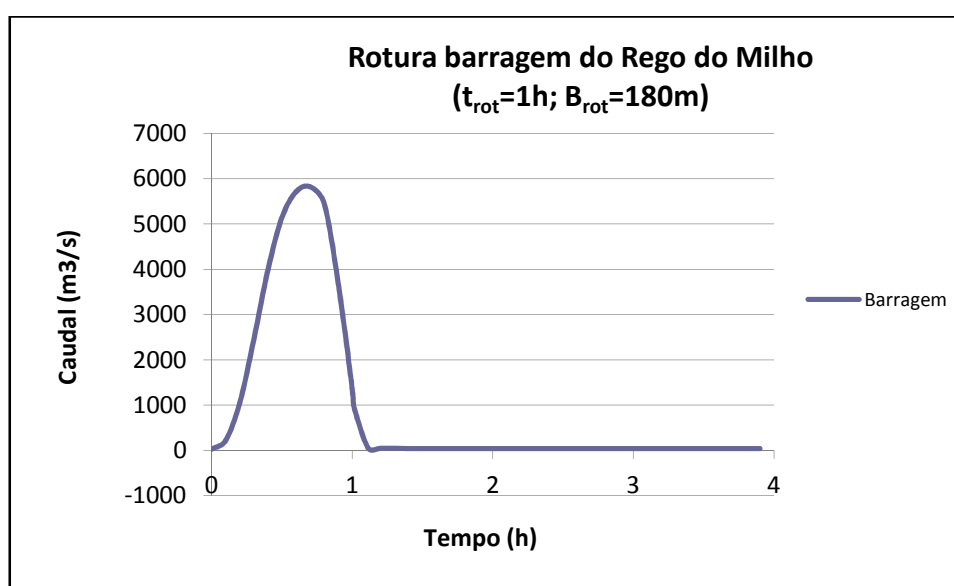


Figura 5.1 – Hidrograma efluente na secção da barragem (DAMBRK).

Quadro 5.1 – Caudais efluentes da secção da barragem durante a rotura.

Tempo (minutos)	Caudal (m ³ /s)
0	26
6	223
12	1056
18	2454
24	3988
30	5146
36	5712
42	5823
48	5455

54	3691
60	1341
60.72	960
66.72	54
72	45
78	42
84	41
90	40
(...)	(...)
240	40

Recorrendo ao modelo HEC-RAS com base no hidrograma efluente acima indicado obtiveram-se os valores máximos de caudal nas secções a jusante da barragem. Estes resultados podem ser observados no Quadro 5.2, onde se apresentam os valores dos caudais máximos obtidos em várias secções.

Quadro 5.2 – Caudais máximos atingidos nas secções a jusante da barragem.

Secção	Km	Caudal Máximo (m ³ /s)
22	0.2735	5819
15	2179.9	5593
12	3310.2	5170
9	4067.9	4502
5	5106.8	2969
1	6257.7	2198

O HEC-RAS, para além dos valores numéricos tem também um bom suporte gráfico para apresentação dos resultados. Assim, nas Figuras 5.2 e 5.3 apresentam-se, em planta, o aspeto do escoamento para o instante inicial, com um caudal $Q = 35 \text{ m}^3/\text{s}$, e para o momento com o máximo caudal atingido, $Q = 5819 \text{ m}^3/\text{s}$.

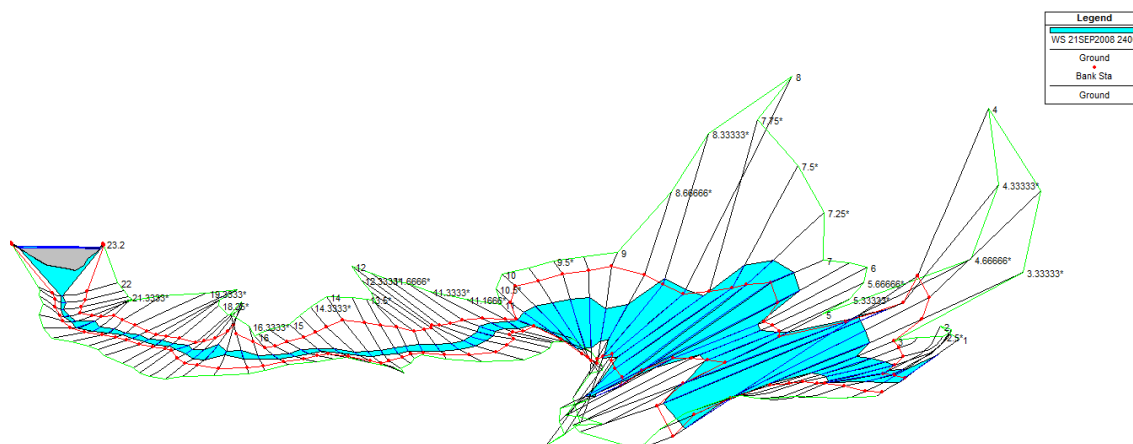


Figura 5.2 – Vista em planta do aspeto do escoamento no instante inicial da rotura, para um regime permanente com caudal $Q = 35 \text{ m}^3/\text{s}$ (HEC-RAS).

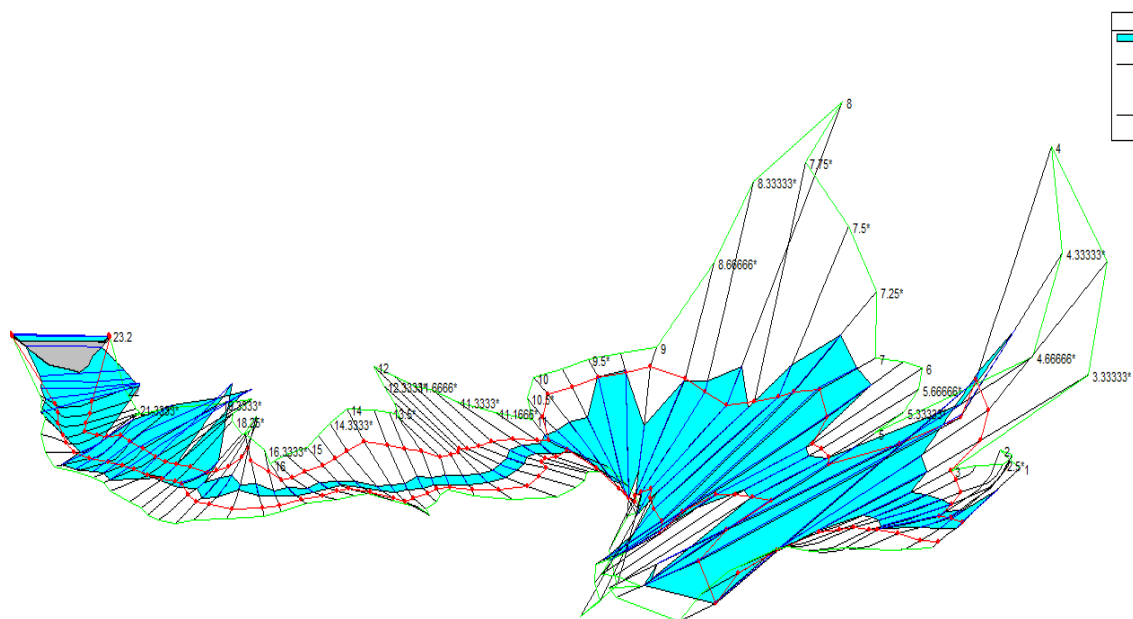


Figura 5.3 – Vista em planta do aspeto do escoamento no momento do caudal máximo $Q = 5819 \text{ m}^3/\text{s}$ (HEC-RAS).

A Figura 5.4 permite, através da sobreposição de vários instantes da simulação, ter uma ideia das larguras do leito de cheia atingidas em várias secções. A azul mais carregado corresponde o momento de maior valor do caudal atingido.

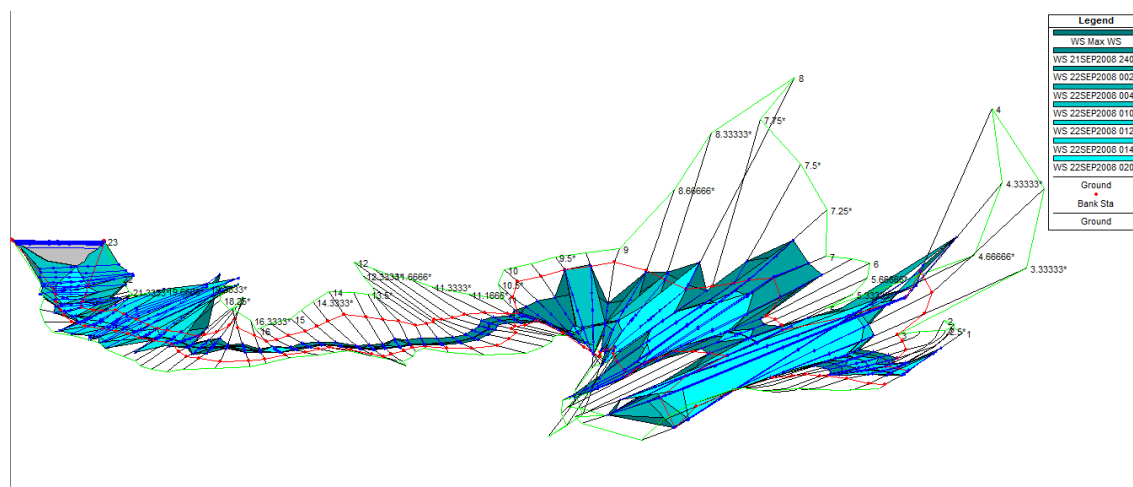


Figura 5.4 – Vista em planta da sobreposição de vários instantes da simulação (HEC-RAS).

5.2 Método simplificado

Neste método os resultados foram obtidos de forma mais expedita e direta. O Quadro 5.1 esquematiza os métodos utilizados, as correspondentes expressões e os resultados das mesmas para o caudal de ponta na secção da barragem.

Quadro 5.3 – Caudais de ponta na secção da barragem.

CAUDAL DE PONTA NA SECÇÃO DA BARRAGEM		
MÉTODO	EXPRESSÃO	CAUDAL
Kirkpatrick (1977)	$Q_{max} = 7.683H_{bar}^{1.909}$	$Q = 3582.60 \text{ m}^3/\text{s}$
Hagen (1982)	$Q_{max} = 1.205(H_{bar}V_{alb})^{0.48}$	$Q = 5802.22 \text{ m}^3/\text{s}$
USBR (1983)	$Q_{max} = 19H_{bar}^{1.85}$	$Q = 7327.28 \text{ m}^3/\text{s}$
USBR (1989)	$Q_{max} = 6.14h_{bar}^{1.81}V_{alb}^{0.061}$	$Q = 5025.32 \text{ m}^3/\text{s}$
Froehlic (1995)	$Q_{max} = 0.607h_{bar}^{1.24}V_{alb}^{0.295}$	$Q = 2330.83 \text{ m}^3/\text{s}$
ICE (1996)	$Q_{max} = 1.3H_{bar}^{2.5}$	$Q = 4062.50 \text{ m}^3/\text{s}$
Lempière (1996)	$Q_{max} = H_{bar}^{0.5}(H_{bar}^2 + KV_{alb}^{0.5})$	$Q = 3810.57 \text{ m}^3/\text{s} (k=0.1)$
		$Q = 9980.65 \text{ m}^3/\text{s} (k=1)$

No que diz respeito à propagação da cheia induzida, o quadro 5.3 esquematiza os valores obtidos para os caudais máximos nas secções imediatamente a jusante da barragem e nas secções finais, perto do encontro com o Rio Tâmega, através da aplicação do método USBR (1989).

Quadro 5.4 – Caudais máximos nas secções a jusante da barragem.

PROPAGAÇÃO DA CHEIA NO VALE A JUSANTE (m ³ /s)								
Secção	Kirkpatrick	Hagen	USBR 83	USBR 89	Froehlic	ICE	Lempière K=0,1	Lempière K=1
22	3555	5757	7270	4986	2313	4031	3781	9903
21	3530	5717	7219	4951	2297	4003	3755	9834
20	3507	5680	7173	4920	2282	3977	3731	9771
19	3477	5631	7111	4877	2262	3943	3698	9686
(...)								
5	3097	5015	6333	4343	2015	3511	3294	8627
4	3072	4976	6283	4309	1999	3484	3268	8559
3	3044	4930	6226	4270	1980	3452	3238	8480
2	3018	4888	6173	4234	1964	3423	3210	8408
1	2996	4853	6128	4203	1949	3398	3187	8348

5.3 Análise dos resultados

Após a obtenção dos resultados pode constatar-se que os mesmos apresentam valores distintos consoante o modelo utilizado. Para o caudal de ponta na secção da barragem, pelos métodos simplificados utilizados, obtiveram-se valores no intervalo [2330.83; 9980.65] m³/s. De referir que o valor máximo do intervalo, 9980.65 m³/s, é obtido pela expressão de Lempière (1996) com o valor máximo de k, que se refere a barragens constituídas por materiais incoerentes de reduzida dimensão e elevada erodibilidade. Pelos métodos simplificados utilizados, obtivemos assim o valor médio de 5240.25 m³/s.

Através do modelo numérico DAMBRK foi obtido um caudal de ponta na secção da barragem de 5823 m³/s. Nas secções do vale a jusante da barragem, os caudais máximos obtidos pelo HEC-RAS apresentam uma diminuição gradual de montante para jusante, assumindo o valor máximo de 2198 m³/s na última secção, secção de encontro do Ribeiro do Milho com o Rio Tâmega. Através do DAMBRK obteve-se nesta última secção um caudal máximo de 2103 m³/s.

Pode assim constatar-se que no que se refere ao valor do caudal de ponta na secção da barragem o modelo numérico utilizado e o valor médio obtido pelos métodos simplificados é semelhante, 5823 m³/s e 5240.25 m³/s, respetivamente.

A Figura 5.5 permite comparar os caudais de ponta de cheia na secção da barragem obtidos pelos vários métodos:

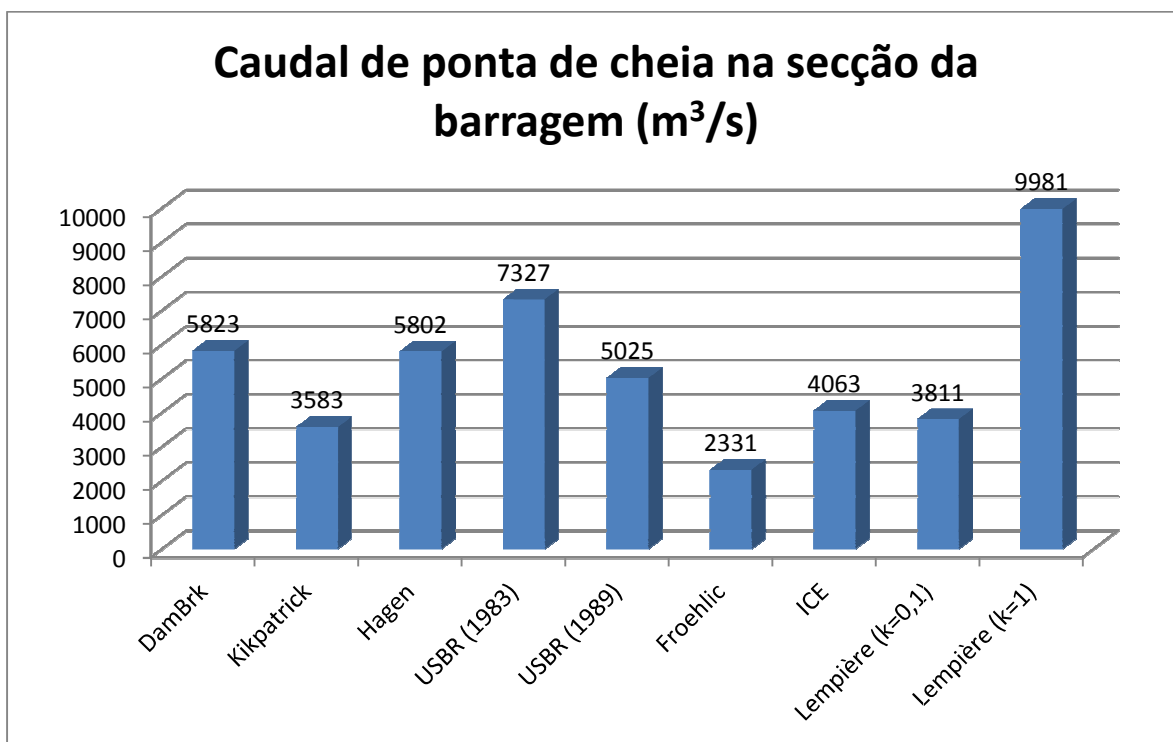


Figura 5.5 – Caudais de ponta de cheia na secção da barragem.

A Figura 5.6 efetua também uma comparação de caudais máximos na última secção. Comparam-se assim os valores obtidos pelos modelos numéricos usados e métodos simplificados através da expressão USBR, 1989:

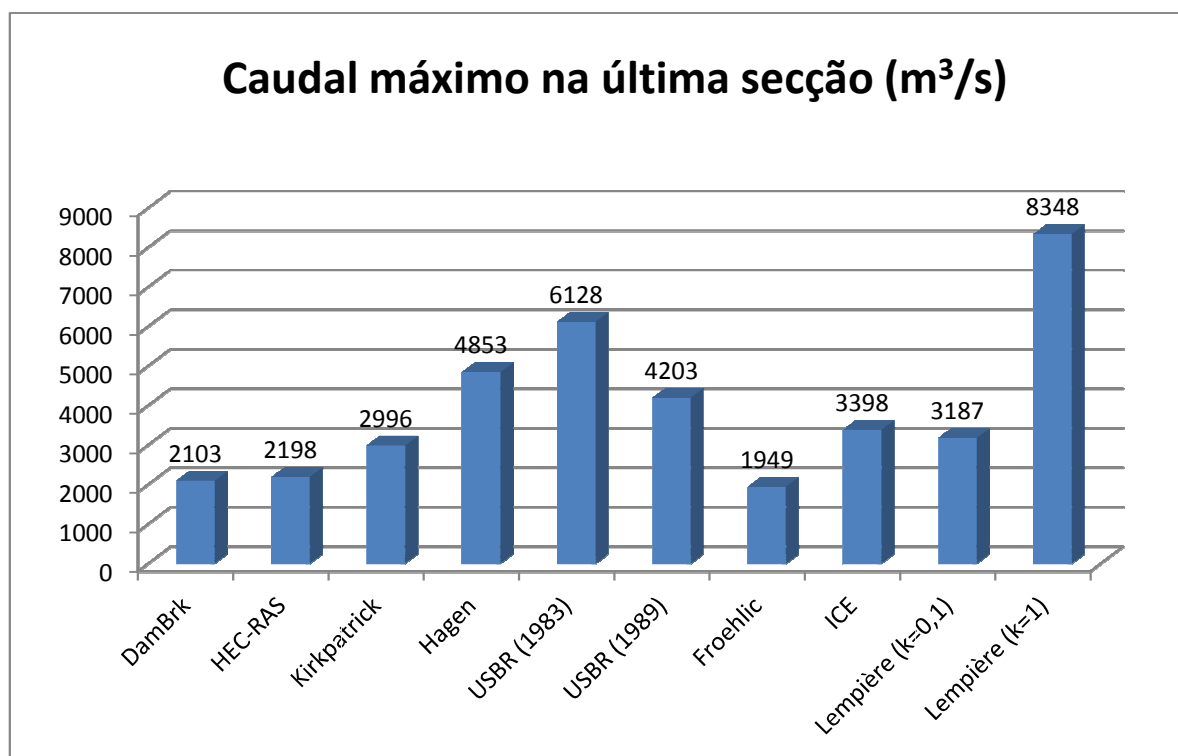


Figura 5.6 – Caudais máximos na última secção.

Relativamente à propagação da onda de cheia a Figura 5.7 mostra, através dos resultados obtidos no modelo numérico DAMBRK, como se vai processando o amortecimento da mesma no vale a jusante. Constata-se que o caudal máximo na secção da barragem é atingido 48 minutos após o início da rotura enquanto que na última secção é atingido passados 108 minutos (1h e 48m).

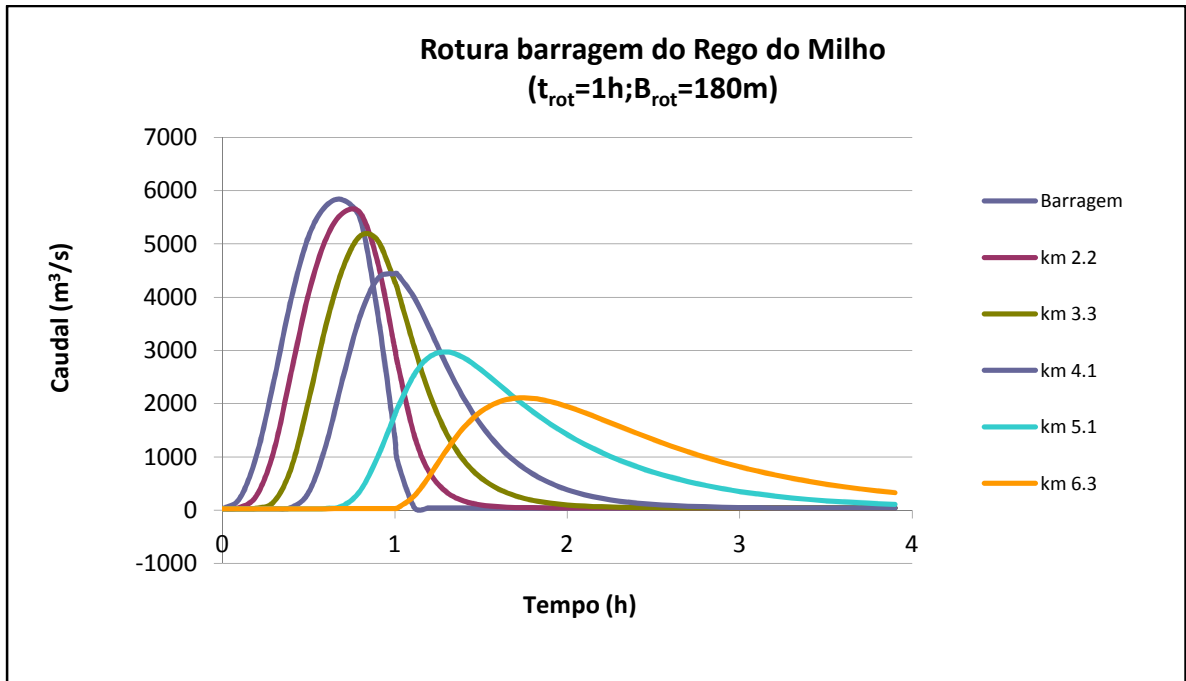


Figura 5.7 – Propagação da onda de cheia.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho realizado nesta Dissertação teve como objetivo, para a hipótese de rotura da barragem de aterro de Rego do Milho, estimar o caudal de ponta de cheia efluente da secção da barragem e os caudais máximos obtidos nas secções a jusante da mesma, nomeadamente na secção de encontro com o Rio Tâmega. Para tal usaram-se os modelos numéricos DAMBRK e HEC-RAS, e uma abordagem através de métodos simplificados.

Conforme verificado na análise de resultados, obteve-se um espectro de valores bastante alargado, pelo que se torna imprudente estimar um valor aproximado para os caudais esperados. Contudo, os valores obtidos pelos modelos numéricos inspiram maior confiança uma vez que, para a obtenção dos mesmos, se entrou em linha de conta com uma diversidade de características, tais como, a brecha de rotura (geometria e tempo de rotura) e as características geométricas dos vários perfis do vale a jusante.

Nos modelos numéricos, para a propagação da onda de cheia em vales abertos com grandes áreas inundáveis, onde o processo de avanço e recessão da inundação é mais moroso, a simulação apresenta maiores diferenças em comparação com a realidade. No entanto, sendo os modelos numéricos utilizados unidimensionais, a simulação efetuada situa-nos do lado da segurança relativamente a modelos bidirecionais, uma vez que a onda de cheia se propaga com maior velocidade e menor amortecimento do que irá ter na realidade. Concorrem também para um possível distanciamento entre a simulação e a realidade fatores como a não consideração do transporte de sedimentos e a não variação da rugosidade durante o tempo de cálculo.

Na abordagem pelos métodos simplificados, para uma mesma barragem, as expressões usadas podem conduzir a resultados muito díspares. De referir que entre as expressões utilizadas apenas a fórmula de Lempière permite entrar em linha de conta, para além da altura da barragem e da capacidade da albufeira, com um coeficiente, k , que avalia a maior ou menor erodibilidade da barragem. De referir que, nesta fórmula, os valores obtidos com o coeficiente k a assumir o valor 1 são para uma situação extrema, tornando-se pouco provável encontrar paralelo com a realidade.

No meio técnico-científico as expressões mais amplamente utilizadas são as de Froelich (1995), USBR (1989) e Hagen (1982). A expressão de Froelich conduz a estimativas por defeito e a de Hagen tende a sobrestimar os valores do caudal máximo. De notar que os valores obtidos pelos modelos numéricos se situam entre os estimados por estas duas

expressões. Também é sabido no meio técnico-científico que a fórmula de Lempière conduz para valores elevados de k , a valores de caudais máximos efluentes, podendo observar-se na comparação de resultados que foi através desta expressão, com o valor de $k=1$, que se obteve o caudal mais elevado.

De registar que o modelo HEC-RAS se revelou muito sensível a pequenas alterações, tornando o processo de calibração complexo. Pequenas alterações originaram por vezes valores absurdos e erros que não conseguiam ser resolvidos.

Os modelos HEC-RAS e DAMBRK revelaram-se modelos numéricos úteis para simulações similares à da presente Dissertação. No entanto, para uma boa aplicação, requerem, por parte do utilizador, um conhecimento aprofundado dos seus pressupostos matemáticos e físicos, potencialidades e limitações. O modelo HEC-RAS tem a vantagem de apresentar um bom suporte gráfico e bom apoio técnico em forma de manual. Este, apesar de numa primeira fase deste trabalho se ter revelado algo complexo de calibrar, revelou-se um bom *software* para este tipo de modelações com a possibilidade de calibrar os mais variados parâmetros e complementar os resultados com gráficos e animações com um suporte gráfico esclarecedor. De referir que este modelo numérico foi desenvolvido e é mantido pelo U.S. Army Corps of Engineers, vai sofrendo atualizações e melhoramentos ao longo do tempo e é de utilização livre.

Pretendeu-se com este trabalho prático estimar os caudais que poderão resultar da rotura da Barragem de Rego do Milho e comparar os valores obtidos pelos modelos numéricos DAMBRK e HEC-RAS com os obtidos pelas expressões do método simplificado. Desta forma, poderá assim, modestamente, constituir um contributo para o Grupo de Trabalho sobre Segurança de Infraestruturas Hidráulicas e Cheias da Comissão para a Aplicação e o Desenvolvimento do Convénio.

De entre os resultados obtidos e analisados pelos modelos numéricos, salienta-se que na rotura por galgamento da barragem de Rego do Milho, o caudal máximo na secção da barragem, de acordo com os pressupostos adotados na simulação, é atingido 48 minutos após o início da rotura e assume o valor de $5823 \text{ m}^3/\text{s}$. Por sua vez, na última secção, a secção de encontro com o Rio Tâmega, o caudal máximo é atingido passados 108 minutos (1h e 48m) com o valor de $2103 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ao longo deste trabalho registou-se por diversas vezes, uma grande dificuldade no acesso à informação e disponibilização de elementos em organismos públicos. A cedência dos mesmos passava geralmente por várias formalidades e burocracias que levariam ao dispêndio de

tempo, que não se dispunha. A título de exemplo cita-se a dificuldade em obter as cartas do local em estudo em formato GIS (*Geographic Information Systems*). Esta informação permitiria uma caracterização rigorosa do vale a jusante. Em alternativa teve que ser feito um levantamento manual da topografia do vale com recurso às cartas militares à escala 1:25 000, com todos os erros e aproximações que esta metodologia acarreta.

Para estudos semelhantes com maior precisão devem usar-se cartas digitais (formato GIS) para uma correta caracterização do vale a jusante, bem como levantamentos batimétricos, granulométricos e registos hidrológicos do curso de água em causa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adriaenssens, S.M.L e Barnes, M.R. (2001). "*Tensegrity spline beam and grid shell structures*". *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 29-36.

Almeida, A.B. (1983). "*Rotura de barragens. Introdução e estudo hidráulico*". CEHIDRO, IST, Lisboa.

Annular - Timberbuild for the 21st century (2002). "*The Savill Gardens Gridshell, Glen Howells Architects*". Acedido em 12 de Junho de 2013, em : http://www.fourthdoor.org/annular/?page_id=453

Baptista, M.L.P. (2009). "*Abordagens de Riscos em Barragens de Aterro*". Teses e Programas de Investigação, LNEC, Lisboa.

BOSS DAMBRK (1991). "*User's Manual*".

Brito, A.C. (2006). "*Compactação de aterros de barragens. Novas tecnologias de controlo*". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Geotecnia para Engenharia Civil, IST, Lisboa.

Carmo, J.S.A. (2004). "*Modelação em Hidráulica Fluvial e Ambiente*". Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Carvalho, P.S.R. (2012). "*Estudo da propagação de ondas de cheias no Ribeirão José Pereira em Itajubá, utilizando HEC-RAS*". Programa de pós-graduação em Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Itajubá, Brasil.

CNPGB (2013). Acedido em Março de 2013 em http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Lista.htm.

CNPGB (1992). "*Large dams in Portugal*". CNPGB.

Conde, R.A.N.G. (2007). "*Análises de Sensibilidade em modelação numérica de escoamentos em leito móvel com HEC-RAS. Aplicação ao rio Mondego*". Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, IST, Lisboa.

Enomoto, C.F. (2004). “*Método para elaboração de mapas de inundação. Estudo de caso na bacia do rio Palmital, Paraná*”. Dissertação de mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, UFP, Setor de Tecnologia, Curitiba, Brasil.

FERC (1987). “*Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*”. FERC 0119-1, July.

Franca, M. (2002). “*Caracterização e modelação numérica e experimental da ruptura provocada por galgamento de barragens de enrocamento*”. Tese de mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos, IST, Lisboa.

Froehlic, D.C. (1995). “*Embankment-dam breach parameters revisited*”. Proceedings of the 1995 ASCE, New York.

Froehlic, D.C. (1995). “*Peak outflow from breached embankment dam*”. Journal of Water Resources Planning and Management.

Garcia, C.A.R. (2011). “*Parameterização e validação do modelo computacional de brechas em barragens de aterro RoDaB*”. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Perfil de Construção, UNL, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.

Gee, D.M. (2010). “*Use Comparisons of dam breach parameter estimators*”. Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, Davis.

Gee, D.M. (2010). “*Use of breach process models to estimate HEC-RAS dam breach parameters*”. Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, Las Vegas.

Hartford, D.N.D. e Kartha, C.V. (1995). “*Dam breach inundation and consequence evaluation*”. How safe is your dam? Is it safe enough? An introduction to risk-based dam safety evaluation. Report nº MEP11-5, B.C. Hidro, Canada.

Johnson, F.A. e Illes, P. (1976). “*A classification of dam failures*”. Water Power & Dam Construction.

Lauriano, A.W. (2009). “*Estudo de ruptura da barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS*”. Tese de pós-graduação em Saneamento, Meio-ambiente e Recursos Hídricos, Belo Horizonte, Brasil.

Lemperière, F. (1996). “*Dams and flood risks*”. Almeida, A. B. e Viseu, T., *Dams and safety management in downstream valleys*, A. A. Balkema, Roterdão.

Lencastre, A. (2004). “*Hidráulica Fluvial e Agrícola*”. Memórias Técnicas – Volume III, LNEC, Lisboa.

Lencastre, A. e Franco, F.M. (1984). “*Lições de Hidrologia*”. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.

Macdonald, T.C. e Monopolis, J.L. (1984). “*Breaching characteristics of dam failures*”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE.

Marcelino, J. (2008). “*Projecto, construção e exploração de pequenas barragens de aterro*”. LNEC, Lisboa.

Novais-Barbosa, J. (1985). “*Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral, Volume I*”. Porto Editora, Porto.

Novais-Barbosa, J. (1985). “*Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral, Volume II*”. Porto Editora, Porto.

Quintela, A.C. (1996). “*Hidráulica*”. Fundação Calouste Gulbenkian, 5ª edição, Lisboa.

Rodrigues, H.M.H. (2006). “*Controlo de Segurança Hidráulico Operacional em Barragens de Aterro*”. Tese de mestrado em Engenharia Civil, UA, Escola Superior de Tecnologia, Faro.

Santos, R.A.H. (2012). “*Reconstituição da ruptura da barragem das minas da Fonte Santa. Análise da propagação da onda de cheia no vale a jusante*”. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UNL, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.

Singh, V.P. e Scarlatos, P.D. (1988). “*Analysis of gradual earth-dam failure*”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE.

Tavares, J.L.L. (2011). “*Aplicação de redes neuronais no planeamento de emergência em barragens de aterro*”. Dissertação de mestrado na especialização de Construção e Hidráulica, ULHT, Faculdade de Engenharia e Ciências Naturais, Lisboa.

U.S: Army Corps of Engineers. HEC-RAS – River Analysis System – Applications Guide. Version 4.1. Davis, California.

U.S: Army Corps of Engineers. HEC-RAS – River Analysis System – Hydraulic Reference Manual. Version 4.1. Davis, California.

U.S. Army Corps of Engineers. HEC-RAS – River Analysis System – User’s Manual. Version 4.1. Davis, California.

Viseu, M.T.L. (2008). “*Segurança dos Vales a Jusante de Barragens – Metodologias de apoio à gestão do risco*”. Teses e Programas de Investigação, LNEC, Lisboa.

Von Thun, J.L. e Gillette, D.R. (1990). “*Guidance on breach parameters*”. Internal Document, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.

Wahl, T.L. (1997). “*Prediction of embankment dam breach parameters. A needs assessment*”. Proceedings, 27th IAHR Congress, San Francisco, USA.

Wahl, T.L. (1998). “*Prediction of embankment dam breach parameters. A literature review and needs assessment*”. Dam safety research report. Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior, Denver, USA.