

IV-088 - ANÁLISE DO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DE UMA BARRAGEM DE REGULARIZAÇÃO DE VAZÃO NO MUNICÍPIO DE RIO PARANAÍBA – MG

Marco Antônio de Andrade Júnior⁽¹⁾

Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Viçosa – Campus Rio Paranaíba.

Lineker Max Goulart Coelho⁽²⁾

Duplo-diploma em Engenharia Civil pela *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées* (Paristech) e pela Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Mestre em Engenharia Hidráulica e Ambiental pela *Ecole des Ponts et Chaussées* (ParisTech). Doutorando em Engenharia Sanitária e Ambiental na Universidade Federal de Minas Gerais. Professor do Instituto Federal de Minas Gerais – Campus Santa Luzia – MG.

Endereço⁽¹⁾: Rua Doutor Barcelos, 373 – Centro – Carmo do Paranaíba – MG – CEP: 38.840-000 – Brasil – Tel: (34) 99195-3912 – e-mail: marco.a.junior@ufv.br

RESUMO

A cidade de Rio Paranaíba – MG no de 2014 enfrentou um longo período de seca, que teve como consequência um grave racionamento na distribuição de água. Diante deste fato está sendo avaliada em um projeto de pesquisa desenvolvido por Alvarenga em 2015, a viabilidade da construção de uma barragem de regularização de vazão para o município, que viesse a prevenir a falta de água para distribuição. Este trabalho teve como intuito mapear áreas inundáveis associadas à ruptura hipotética dessa barragem, bem como, analisar as velocidades e profundidades máximas calculadas em seções a jusante da estrutura. Utilizou-se nas simulações de ruptura o modelo numérico HEC-RAS desenvolvido pela *US. Army Corps of Engineers*. Foram calculadas inicialmente por meio de formulações matemáticas e empíricas quatro vazões de ruptura, com os respectivos valores de 350 m³/s, 440 m³/s, 750 m³/s e 1900 m³/s, abrangendo as mais prováveis e recorrentes causas e modos de falhas. Estas vazões máximas foram associadas ao hidrograma de ruptura com decaimento parabólico, originando os quatro cenários de ruptura adotados nas simulações. A partir das simulações obteve-se como resultado as velocidades e profundidades máximas referentes a cada cenário de ruptura, apresentando valores acentuados para ambos em determinadas seções de análise. Por meio da análise dos resultados, foram obtidos os comportamentos da onda defluente respectivos a cada cenário considerado.

PALAVRAS-CHAVE: Manchas de inundação, Modelagem Hidráulica, Ruptura de Barragens.

INTRODUÇÃO

A cidade de Rio Paranaíba – MG no ano de 2014 sofreu um grave racionamento no fornecimento de água, devido às secas prolongadas que assolaram a região sudeste do país. O crescimento populacional proporcionado pela instalação do campus de uma universidade foi outro fator que impulsionou o déficit na distribuição de água, uma vez que a cidade não se preparou para o aumento demográfico acentuado nestes últimos anos.

Em 2015 foi iniciado um projeto de pesquisa cujo objetivo foi analisar a construção de uma barragem de regularização de vazão, visando o armazenamento da água nos meses chuvosos que atendessem a demanda nos períodos de seca prolongada em Rio Paranaíba – MG.

Este trabalho teve como intuito mapear áreas inundáveis associadas à ruptura hipotética dessa barragem, bem como, analisar as velocidades e profundidades máximas calculadas em seções a jusante da estrutura. O estudo foi realizado em consonância à Lei 12.334 de 20 de setembro de 2010, à qual fundamenta a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Utilizou-se o modelo numérico unidimensional HEC-RAS 4.1.0 desenvolvido pelo *US. Army Corps of Engineers*, que é largamente empregado em simulações de ruptura de barragens.

OBJETIVOS

O objetivo deste projeto é analisar a ruptura hipotética de uma barragem de regularização em Rio Paranaíba – MG, determinando seu alcance máximo nas planícies de inundação.

METODOLOGIA

O trabalho em questão foi elaborado com base nas etapas de estudos de ruptura de barragens propostos pelo Boletim 111 do Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD), bem como em estudos realizados por pesquisadores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais (EHR-UFGM). A Figura 1 traz o fluxograma descritivo das etapas realizadas neste trabalho, conforme Morris e Galland (2000).

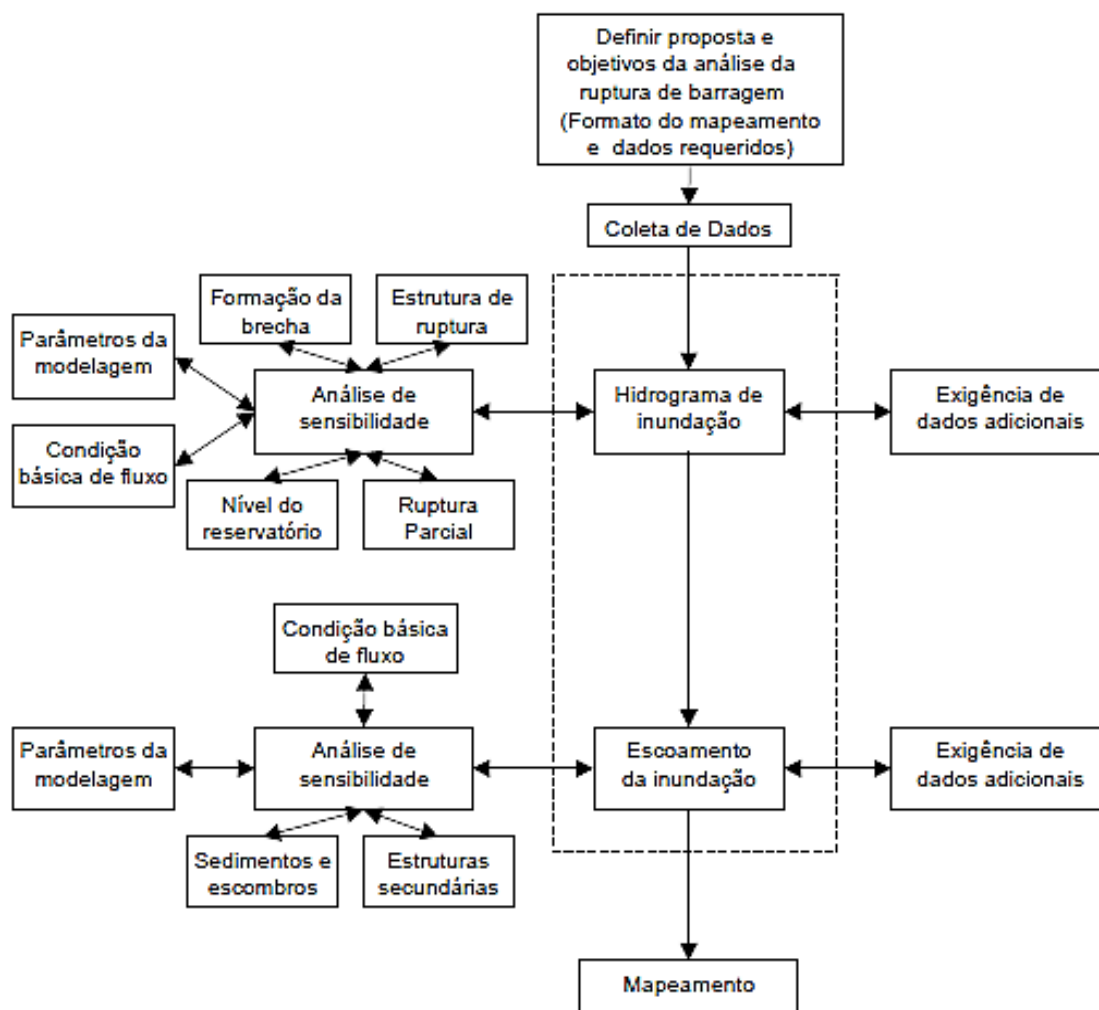


Figura 1: Fluxograma relativo às etapas desenvolvidas na metodologia.

Fonte: MORRIS E GALLAND, 2000.

Foram utilizadas formulações empíricas no cálculo das vazões de pico devido à ruptura, considerando as características específicas de cada barragem, como por exemplo, volume do reservatório, altura e comprimento da mesma. Na Tabela 2, são apresentadas as formulações empíricas compreendendo as Equações (1) a (6), utilizadas na determinação da vazão de pico. As vazões de pico foram determinadas considerando-se os dados presentes na Tabela 1.

Tabela 1: Dados para o cálculo das vazões de pico.

Largura da barragem – Bd	125 m
Altura da barragem – Hd	7,3 m
Volume útil do reservatório - V	636.580 m ³
Área do reservatório para NA máximo - As	118.566 m ²
Largura final da brecha - Bb (0,4 x Bd)	50 m
Altura final da brecha - Hb (Hb = Hd)	7,3 m
Tempo para desenvolvimento da brecha - tp	0,2 h
Profundidade média do reservatório - Ymédia (1/3 x Hd)	2,4 m
Aceleração da gravidade (g)	9,81 m/s ²

Tabela 2: Formulações empíricas para a determinação da vazão de pico.

AUTOR	VAZÃO DE PICO	CARACTERÍSTICA
Lou (1981) apud Mascarenhas (1990)	$Q_{\text{máx}} = 7,683H_d^{1,909}$ Equação (1)	Fórmula baseada na análise de 19 diferentes casos de ruptura de natureza diversa.
Hagen (1982)	$Q_{\text{máx}} = 1,205(H_d V)^{0,48}$ Equação (2)	Fórmula baseada em observações de valores relativos a casos já ocorridos de ruptura.
Schoklistch (1917) apud ICOLD (1998)	$Q_{\text{máx}} = \frac{8}{27} \left(\frac{B_d}{B_b}\right)^{1/2} B_b \sqrt{g Y_{\text{médio}}^{3/2}}$ Equação (3)	Fórmula considerando a situação em que a ruptura ocorre em parte da crista de uma barragem.
Bureau of Reclamation (1982) apud Bureau of Reclamation (1987)	$Q_{\text{máx}} = 19H_d^{1,85}$ Equação (4)	Fórmula baseada em dados coletados de vazões de pico históricas e da profundidade da lâmina d'água no reservatório no momento da ruptura.
Vertedor de soleira espessa (Singh, 1996)	$Q_{\text{máx}} = 1,7B_b H_b^{3/2}$ Equação (5)	De acordo com Singh, o escoamento que passa pela brecha pode ser assumido como análogo ao escoamento que passa por um vertedor retangular de soleira espessa.
Wetmore e Fread (1981) apud French (1985)	$Q_{\text{máx}} = 1,7B_b \left\{ \frac{1,94 \frac{A_s}{B_b}}{T_p + \left[\frac{1,94A_s}{B_b \sqrt{H_d}} \right]} \right\}^2$ Equação (6)	Fórmula considerando a formação de uma brecha retangular, desenvolvendo se em um intervalo de tempo (t).

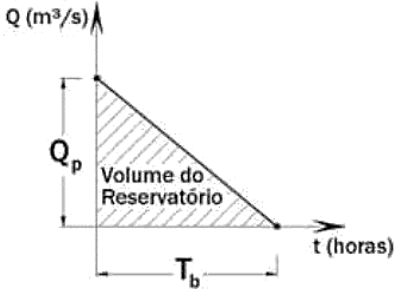
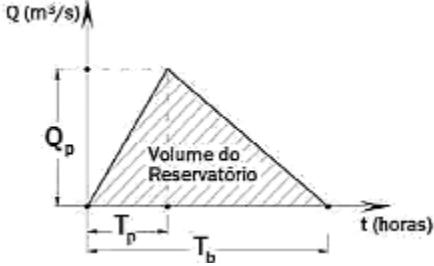
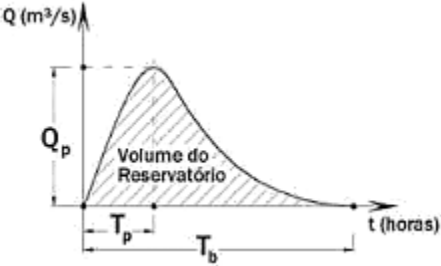
Fonte: adaptado de BRASIL (2005).

Onde: Q_{máx} - descarga máxima defluente da barragem em ruptura (m³/s); V - volume do reservatório para o NA máximo (m³); A_s - área do reservatório para o NA máximo (m²); B_d - largura da barragem (m); H_d - altura da barragem (m); B_b - largura final da brecha (m); H_b - altura final da brecha (m); Y_{médio} - profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m); T_p - tempo para desenvolvimento da brecha (s); g - aceleração da gravidade, igual a 9,81m/s².

O tempo de esvaziamento do reservatório foi obtido por meio dos três modelos de hidrograma de ruptura expostos na Tabela 3 associados às suas formulações representadas pelas Equações (7) a (9).

Neste trabalho, optou-se pela utilização somente do hidrograma com decaimento parabólico como condição de contorno de montante nas simulações hidrodinâmicas, visto que, nas tentativas de simulação utilizando os hidrogramas de ruptura triangular simplificados como condição de contorno, o modelo HEC-RAS apresentou um alto grau de instabilidade e uma grande quantidade de erros. Não descarta-se a importância dos mesmos neste trabalho, pois, o tempo de pico utilizado foi obtido pela formulação do hidrograma de ruptura triangular simplificado.

Tabela 3: Tipologias de Hidrogramas de Ruptura.

AUTOR	HIDROGRAMA
<p>Hidrograma triangular simplificado (MASCARENHAS, 1990)</p>	 $Q_{\text{máx}} = \frac{2V_r}{T_b}, \text{ para } T_p = 0 \quad \text{Equação (7)}$
	 $Q_{(t)} = Q_{\text{máx}} - Q_{\text{máx}} \left(\frac{t - T_p}{T_b - T_p} \right), \text{ para } T_p \neq 0 \quad \text{Equação (8)}$
<p>Hidrograma com decaimento parabólico (BARFIELD et al., 1981 apud WALTHER et al., 2000)</p>	 $Q_{(t)} = Q_{\text{máx}} \left[\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right]^k \quad \text{Equação (9)}$

Fonte: adaptado de BRASIL (2005).

Onde: Q_p - vazão de pico defluente da ruptura da barragem (m^3/s); V - volume do reservatório da barragem no momento da ruptura (m^3); T_p - tempo de pico do hidrograma (s); T_b - tempo de base do hidrograma (s); t - variável independente relativa ao tempo (s); k - fator de ponderação, que é calibrado de tal modo que o volume do hidrograma de ruptura seja igual ao volume do reservatório (valores entre 0,01 a 0,5).

O processo de simulação numérica de ondas de ruptura realizado no modelo HEC-RAS 4.1.0 necessita de condições de contorno de montante, sendo estas determinadas a partir da vazão de pico e hidrograma de ruptura. Foram utilizados também no modelo numérico os dados topográficos inerentes à área em estudo. Por meio do software ArcGIS 10.2.2, gerou-se a geometria do leito em estudo, as áreas de inundações laterais e as seções transversais utilizadas na determinação do alcance da onda de propagação.

As curvas de nível geradas foram a base para se produzir a *Triangulated Irregular Network (TIN)*, ou Rede Triangular Irregular, que consiste em um modelo de elevação realizado a partir da interpolação dos dados de altitude, criando assim superfícies triangulares com formatos irregulares. O sistema geodésico de referência utilizado é o Sistema de Referência Geocêntrico das Américas (SIRGAS2000).

RESULTADOS

Foram obtidos primeiramente os valores das vazões de pico calculadas por meio das Equações (1) a (7), expostas na Figura 2.

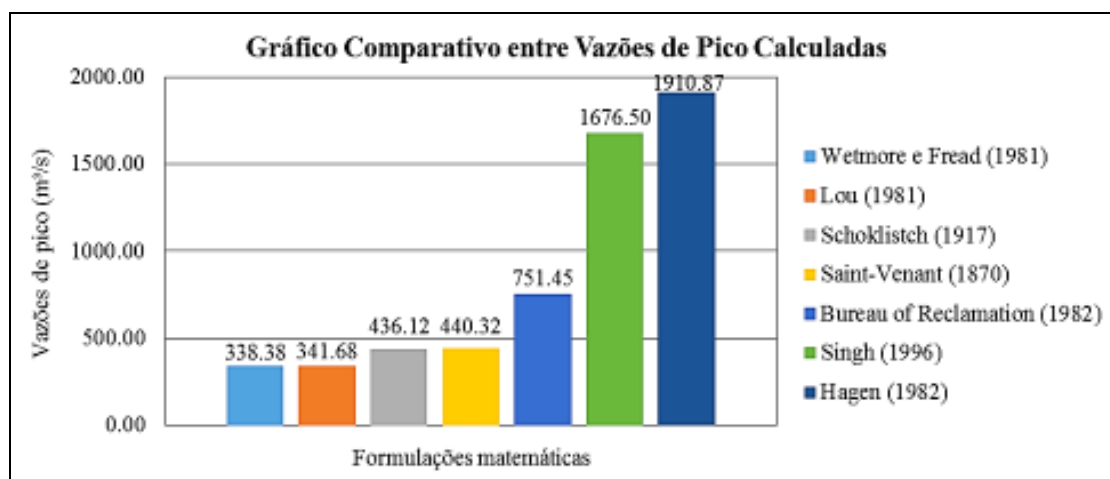


Figura 2: Gráfico comparativo entre as vazões obtidas pelas formulações matemáticas usuais.

A partir destes resultados foram estabelecidos quatro cenários de ruptura, com vazões de pico que abrangessem todas as faixas de valores calculadas pelas Equações (1) a (7). Onde:

- Cenário de ruptura 1 – $Q_{máx}$ de 350 m³/s;
- Cenário de ruptura 2 – $Q_{máx}$ de 440 m³/s;
- Cenário de ruptura 3 – $Q_{máx}$ de 750 m³/s; e
- Cenário de ruptura 4 – $Q_{máx}$ de 1900 m³/s.

Ressalta-se que neste artigo serão detalhados os cenários de ruptura 1 e 4, tendo em vista que permitem abranger toda a faixa de vazões consideradas.

Na Figura 3 é possível verificar o hidrograma de ruptura com decaimento parabólico gerado para os cenários de ruptura analisados.

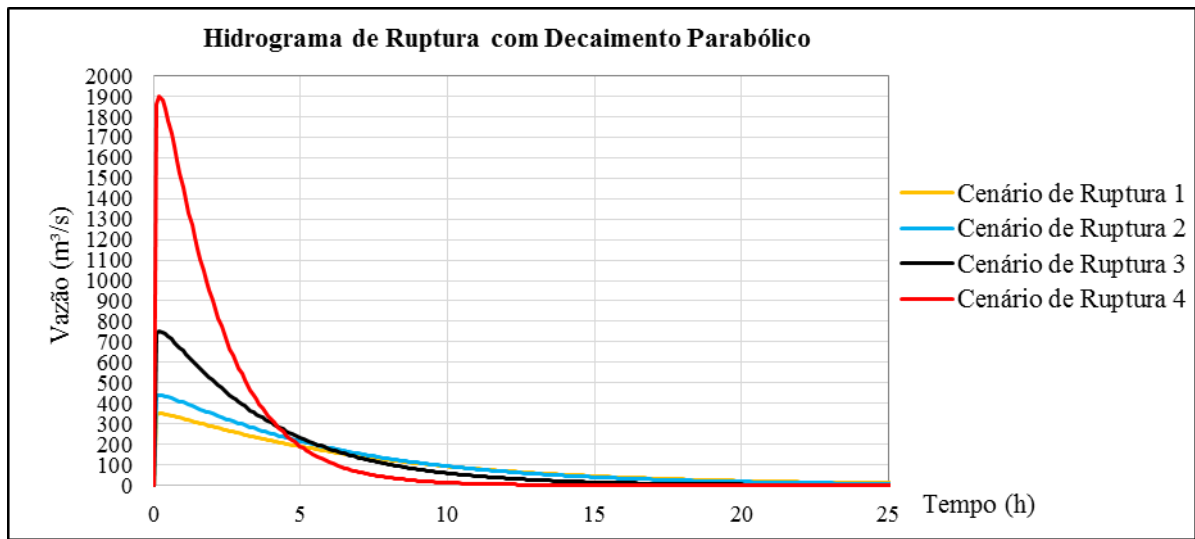


Figura 3: Hidrograma de ruptura com decaimento parabólico.

Como saída dos processos de simulação numérica, obtidas por meio das condições de contorno de montante, as principais aqui relatadas foram as velocidades máximas e alcance máximo da onda de ruptura ao longo da planície de inundação, de acordo com as Figuras 4 e 5. Destacou-se os cenários com menores e maiores velocidades e potencial de inundação, ou seja, cenários de ruptura 1 e 4.

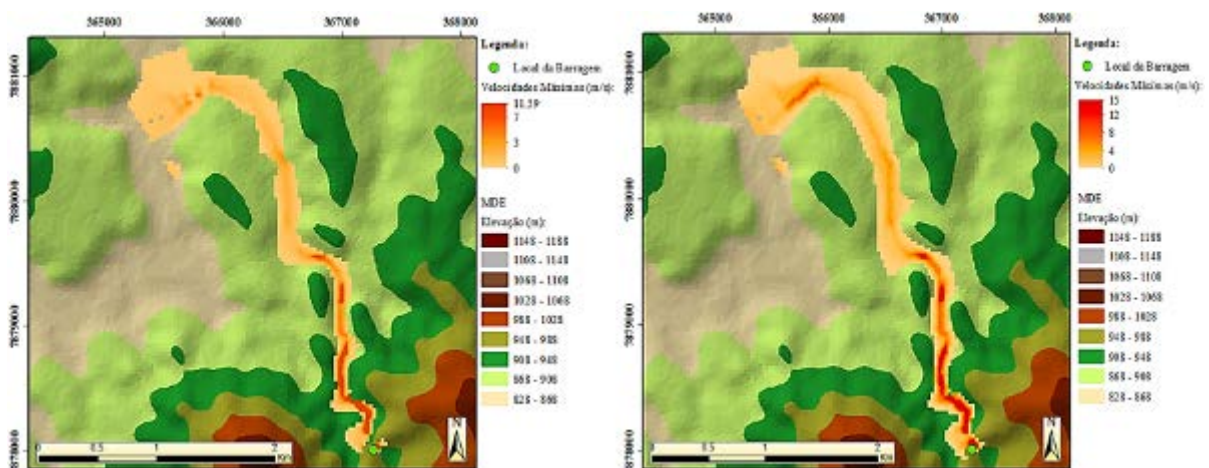


Figura 4: Perfis de velocidade respectivos aos cenários de ruptura 1 e 4.

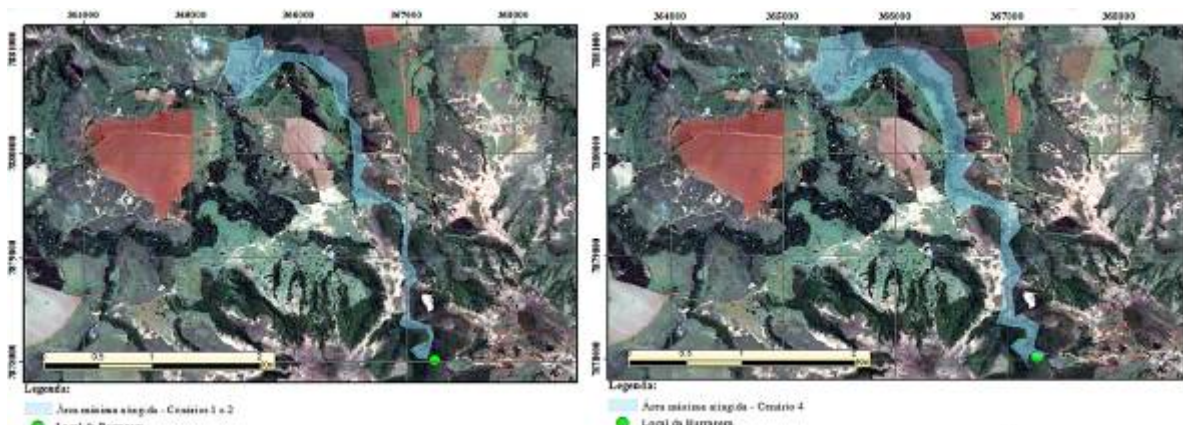


Figura 5: Alcance máximo na planície de inundação referentes aos cenários de ruptura 1 e 4.

É importante salientar que o mesmo comportamento ocorreu em todos os cenários de ruptura adotados, variando a velocidade obtida proporcionalmente à vazão de ruptura específica de cada cenário, não ocorrendo variação entre as causas de ruptura. Isto pode ser explicado pelos coeficientes de falha utilizados pelo programa que possuem valores próximos, sendo 0.6 para *piping* e 0.5 para *overtopping*. As velocidades máximas constam na Tabela 4.

Tabela 4: Velocidades máximas associadas aos respectivos cenários e causas de ruptura.

Velocidades Máximas (m/s)		
Causas da Ruptura	Cenário de Ruptura 1	Cenário de Ruptura 4
<i>Piping</i>	11,59	15,29
<i>Overtopping</i>	11,59	15,29

O alcance da onda de ruptura variou na faixa de valores de 0,78 a 0,99 km², considerando respectivamente os cenários de ruptura 1 a 4.

A Tabela 5 traz as velocidades calculadas em todas as seções geradas, além da seção interpolada 4465,5* que apresentou a maior velocidade, considerando o cenário de ruptura 4 relacionado à *overtopping*, no instante em que a superfície de água atinge seu ponto máximo em cada seção transversal. As velocidades máximas ocorreram em seções que apresentaram o regime supercrítico de escoamento e em seções de controle, onde apresentou-se variações no regime, já que neste trabalho adotou-se o fluxo misto como parâmetro da simulação. Este fato pode ser analisado pelo número de Froude das respectivas seções.

As três primeiras seções relacionadas compreendem seções a montante da barragem em estudo. Nelas é possível notar que as velocidades são inferiores, apresentando um elevado acréscimo a partir da seção transversal 4707, sendo esta a primeira a jusante em relação à estrutura da barragem.

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

As velocidades máximas ocorreram em seções que apresentaram o regime supercrítico de escoamento e em seções de controle, onde apresentou-se variações no regime, já que neste trabalho adotou-se o fluxo misto como parâmetro da simulação. Ressalta-se ainda que o ponto de localização da barragem é favorável à dissipação de eventos extraordinários devido à conformação do terreno que permitiu um afinilamento da frente de onda. Entretanto, isto não isenta de riscos localidades presentes à jusante que não fiquem próximas a estas planícies.

Dessa forma, considera-se que o estudo em questão poderá ser utilizado como suporte para a definição de mapas de risco para as áreas a jusante da barragem, podendo direcionar e apoiar o poder público no planejamento urbano e na definição de medidas emergenciais em casos de sinistros.

CONCLUSÕES/RECOMENDAÇÕES

A análise da ruptura hipotética da barragem de regularização, consistiu no estudo dos quatro cenários de ruptura, que abrangeram formulações fundamentadas nas mais recorrentes causas de rupturas de barragens. O cenário de ruptura 4 apresentou os maiores riscos a jusante. Não descartou-se neste projeto os efeitos danosos provocados pelos outros cenários de ruptura, pois, apesar de serem menos catastróficos que o cenário de ruptura 4, cada um é passível de produzir riscos de acordo com a sua vazão máxima.

Os resultados apontam prováveis áreas que seriam afetadas por uma ruptura hipotética e demonstram a aplicabilidade da modelagem computacional da ruptura de barragens como ferramenta de análise de riscos e planejamento urbano.

Para trabalhos futuros recomenda-se:

- A utilização de um MDE de alta resolução, onde um pixel representa um metro em ambas as direções, definindo a superfície mais precisamente, podendo assim chegar a manchas de inundações que traduzam fielmente o evento de ruptura da barragem;
- O levantamento topográfico das seções topobatimétricas, fornecido por empresas e pessoas especializadas, que delimitem as seções transversais utilizadas bem como façam o levantamento da vegetação e rugosidade do terreno, além da presença de obstáculos a jusante da estrutura; e
- Utilização de uma modelagem hidráulica bidimensional otimizando os resultados computacionais.

Tabela 4: Velocidades no instante de elevação máxima da superfície de água – Cenário de ruptura 4.

Seção Transversal	Declividade (m/m)	Velocidade (m/s)	Número de Froude
4726	0,001181	3,66	0,36
4721	0,001315	3,78	0,38
4717	0,001456	3,9	0,4
4707	0,059598	13,81	2,19
4574	0,000195	1,41	0,14
4547	0,054638	15,26	2,17
4465,5*	0,054115	15,29	2,16
4384	0,011843	8,44	1,06
4312	0,035394	13,27	1,78
4227	0,027561	10,01	1,51
4107	0,004263	5,27	0,64
4048	0,020006	9,41	1,32
3895	0,021377	9,85	1,37
3752	0,024349	10,06	1,44
3573	0,003814	4,91	0,6
3488	0,008349	6,71	0,87
3222	0,031822	11,18	1,64
3042	0,00267	4,52	0,52
2854	0,006649	6,9	0,81
2771	0,015023	9,36	1,18
2636	0,003898	5,01	0,61
2485	0,000629	2,1	0,25
2370	0,00061	1,98	0,24
2279	0,003702	5,17	0,6
2124	0,002574	4,11	0,5
1838	0,009279	4,72	0,83
1576	0,001442	3,21	0,38
1150	0,000873	2,16	0,28
948	0,002289	3,53	0,46
759	0,025225	8,38	1,4
317	0,001797	2,19	0,37
31	0,014593	0,46	0,55

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BRASIL, L. S. S. Utilização de Modelagens Uni e Bidimensional Para a Propagação de Onda de Cheia proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem. Estudo de Caso: Barragem de Rio de Pedras – MG. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG. Escola de Engenharia, Belo Horizonte – MG, 2005.
2. ICOLD. *Dam break flood analysis: review and recommendations. Bulletin 111*, Paris, 1998, 301 pg.
3. MORRIS, M. W., GALLAND, J. C. *Dam break modelling. CADAM Project*. Reino Unido, 2000, 32 pg.