

Propagação da Onda de Ruptura de Barragem Através de um Modelo Quasi-2D

Aline Pires Veról¹, Marcelo Gomes Miguez¹ & Flávio Cesar Borba Mascarenhas¹

alineverol@coc.ufsj.br; marcelomiguez@poli.ufsj.br; flavio@coc.ufsj.br

Recebido: 18/10/11 – revisado: 12/12/11 – aceito: 22/11/12

RESUMO

A ruptura de uma barragem é, em geral, um evento de proporções catastróficas. Uma maior segurança do vale de jusante, porém, pode ser proporcionada por meio da adoção de medidas integradas de gerenciamento de risco e emergências. Para a confecção dos planos de emergência, algumas informações são fundamentais, tais como os mapas de inundação contendo as profundidades de alagamento e os tempos de chegada da onda em cada ponto das áreas atingidas. Este trabalho avalia e valida a utilização de um modelo matemático quasi-2D, o MODCEL, e a sua capacidade de simular o fenômeno da propagação da onda de ruptura de barragem, oferecendo à comunidade científica mais uma ferramenta útil para o estudo de segurança das barragens. O modelo foi utilizado para simular um experimento em canal de laboratório e também a ruptura hipotética da barragem de Funil, localizada no rio Paraíba do Sul, no Estado do Rio de Janeiro. Os resultados obtidos foram comparados com resultados medidos em laboratório e simulações realizadas anteriormente com outras ferramentas computacionais. Com base nos testes realizados, verificou-se que o MODCEL é uma ferramenta capaz de simular a ruptura de barragem adequadamente, considerando a planície de extravasamento, de forma dinâmica, e não exigindo recursos de computação muito avançados.

Palavras Chave: Ruptura de Barragem. Modelos Matemáticos. Modelo Quasi-2D. MODCEL.

INTRODUÇÃO

A preocupação com a segurança de barragens e, consequentemente, a necessidade de estabelecer leis que regulamentam sua construção e operação, de acordo com boas práticas de engenharia, e o estabelecimento de planos de emergência, começaram a surgir somente depois de alguns acidentes graves que aconteceram no passado, especialmente nas décadas de 1960 e 1970 (ICOLD, 1995). Associados à preocupação despertada por conta dos acidentes ocorridos, estão fatores como o envelhecimento de algumas barragens e o desenvolvimento de tecnologia relacionada com o projeto, a construção e a operação das mesmas (MENESCAL, 2009).

Diversos países no mundo já possuem algum tipo de legislação de segurança de barragens (BALBI, 2008; BRADLOW; PALMIERI; SALMAN, 2002; FRANCO, 2008; ITCOLD, 2004; MARTINS, 2000; MENESCAL, 2009), o que propicia um maior rigor na sua construção e manutenção. Nesse contexto, a Comissão Internacional de Grandes Barragens

(International Commission on Large Dams – ICOLD) desempenhou um importante papel, pois foi uma grande incentivadora da criação de um programa de segurança de barragens ao redor do mundo. No Brasil, somente no ano de 2010 foi sancionada a primeira lei concernente ao tema (BRASIL, 2010). Este foi um avanço muito importante, considerando que mais de 70% da matriz energética do país é proveniente de fontes hidráulicas, que utilizam barragens para o armazenamento de água, e os investimentos em novos empreendimentos planejados para os próximos anos (ANEEL, 2010).

Uma maior segurança para o vale a jusante pode ser fornecida através da adoção de um sistema de gerenciamento integrado de risco e emergência. O documento que consolida o plano de ação em caso de acidentes é o Plano de Ação Emergencial (PAE), também previsto pela nova lei brasileira (BRASIL, 2010).

O PAE identifica os procedimentos e os processos que serão seguidos pelos operadores de barragens e pelas autoridades públicas em uma situação de emergência. Ele é específico para cada barragem, considerando a individualidade de cada projeto e também a especificidade das regiões adjacentes. Uma das informações mais importantes

¹ Programa de Engenharia Civil – PEC/COPPE/UFRJ

para um PAE são os mapas de inundação contendo os níveis d'água sobre o vale, seus tempos de permanência em cada área afetada, o tempo de chegada da vazão de pico e as velocidades do escoamento (BRASIL, 2010; MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL, 2002). Para obter esses resultados, é necessário estudar a extensão de uma possível onda de ruptura e delimitar as áreas potencialmente afetadas. Neste sentido, modelos matemáticos são importantes ferramentas para planejamento e apoio, uma vez que permitem a simulação da ruptura da barragem e, consequentemente, a propagação da onda gerada (CUNGE; HOLLY; VERWEY, 1980).

Historicamente, os modelos unidimensionais são aqueles mais utilizados para este tipo de simulação. Mais recentemente, com o avanço das ferramentas computacionais, as técnicas de modelagem bidimensional vêm ganhando maior notoriedade. Elas foram desenvolvidas em resposta às necessidades de se modelar vastas planícies de inundações, onde a aproximação unidimensional não se adequa (CUNGE; HOLLY; VERWEY, 1980). Compreende-se que, por bidimensional, não se faz necessariamente referência às equações de escoamento não-permanente em duas dimensões no espaço (x,y), mas também à situação física na qual canais e áreas de armazenagem formam uma rede bidimensional no espaço horizontal, conectada por ligações unidimensionais (MIGUEZ, 2003), caso em que o modelo é chamado de pseudo-2D ou quasi-2D. A utilização deste tipo de modelação, com capacidade de representação da bacia de forma bidimensional, considerando as planícies suscetíveis à ocorrência de escoamentos, de forma dinâmica, é uma evolução fundamental na simulação do problema de ruptura, uma vez que as ondas ganham as planícies, tomando-as como canais, dada a magnitude do fenômeno.

Neste sentido, este trabalho avalia e valida a utilização de um modelo matemático quasi-2D, o MODCEL (MASCARENHAS; MIGUEZ, 1999, 2002; MASCARENHAS; TODA; MIGUEZ, 2005; MIGUEZ, 2001), desenvolvido na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), e a sua capacidade de simular o fenômeno da propagação da onda de ruptura de barragem, oferecendo à comunidade científica mais uma ferramenta útil para o estudo de segurança das barragens. Uma característica distintiva deste modelo refere-se à sua capacidade de simular, de forma dinâmica, também as planícies de inundação associadas ao rio.

ASPECTOS TEÓRICOS SOBRE ONDAS DE RUPTURA

O fenômeno de propagação da onda de ruptura de barragens é estudado há bastante tempo. Considera-se como marco para a comunidade científica os estudos realizados por Ritter (1892), quando derivou uma solução analítica a partir das equações de Saint-Venant para o caso de ruptura instantânea de uma barragem (equações 1 e 2). Ritter analisou o fenômeno utilizando hipóteses simplificadoras: a geração da onda a partir da remoção instantânea e total de uma barreira de largura infinita, liberando-se o volume de água armazenado em um canal seco, retangular e sem considerações sobre a sua resistência do fundo; configuração da *Onda Simples de Ruptura de Barragem* (LAUBER; HAGER, 1998).

$$h(x,t) = \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right)^2 \quad (1)$$

$$v(x,t) = \frac{2}{3} \left(\sqrt{gh_0} + \frac{x}{t} \right) \quad (2)$$

Onde:

$h(x,t)$ = altura de escoamento na seção de abscissa x, no instante de tempo t

$v(x,t)$ = velocidade de escoamento na seção de abscissa x, no instante de tempo t

h_0 = altura inicial de água no reservatório junto à barragem

A equação (1) define uma parábola para a linha d'água entre o ponto mais à montante, onde a influência do escoamento ainda não é sentida e o ponto mais à jusante, correspondente à posição da frente de onda positiva. Nesse ponto, a onda se propaga com uma celeridade igual à velocidade do escoamento no ponto: $v_f = 2 \cdot (g \cdot h_0)^{0.5}$. Na seção de montante, a onda se propaga com uma celeridade $C_{f0} = (g \cdot h_0)^{0.5}$. O ponto de articulação, na seção da barragem, tem $h(0,t)$ constante e igual a $(4/9)h_0$, caracterizando um regime crítico.

Posteriormente, Dressler (1952) analisou o fenômeno com base nas leis da conservação de massa e de quantidade de movimento de forma adimensional, buscando introduzir a resistência do fundo do canal para a onda positiva. Sua proposição foi detalhada por Whitham (1955).

Ainda relacionado ao aprimoramento dos estudos de Ritter (1892) e Stoker (1957), desenvolveu um estudo para o caso de ruptura de barragem em canal considerando a existência de água a jusante.

De acordo com Chanson (2006), nos últimos 40 anos, é significativo o número de pesquisas realizadas dentro do tema de ruptura de barragens. Esses esforços estão associados aos inúmeros modelos numéricos e físicos desenvolvidos desde então. No entanto, com raras exceções, não se pode afirmar que foram feitos grandes avanços teóricos relativos aos clássicos estudos anteriormente citados.

MODELAÇÃO MATEMÁTICA DA ONDA DE RUPTURA

Diversos modelos matemáticos vêm sendo desenvolvidos para a simulação do fenômeno de ruptura de barragens e da consequente onda de propagação da cheia para jusante. A opção pela utilização de um ou outro modelo depende da precisão que se deseja dar à simulação, da robustez de cálculo associada à capacidade computacional do equipamento utilizado, da estabilidade numérica e da complexidade de cada um.

De acordo com a precisão da resposta obtida, os modelos podem ser divididos em simplificados, hidrológicos, hidrodinâmicos unidimensionais (1-D), hidrodinâmicos quasi-bidimensionais (quasi-2D), hidrodinâmicos bidimensionais (2-D) e hidrodinâmicos tridimensionais (3-D).

Em processos de formação de brecha lento, um modelo de propagação em reservatório do tipo hidrológico pode ser utilizado, mas se o rompimento for muito rápido ou instantâneo, a declividade da linha da água ao longo do reservatório vai exigir a utilização de um modelo hidrodinâmico (FREAD, 1977).

Um dos primeiros modelos de larga aceitação, o NWS DAMBRK, desenvolvido por pesquisadores do *National Weather Service* (NWS), pode ser utilizado para análise de ruptura de barragens com acumulação de água ou detritos, em canais com escoamentos subcríticos ou supercríticos. São utilizadas as equações unidimensionais completas de Saint-Venant, acopladas a equações de escoamento rapidamente variado, representando o escoamento por brechas em barragens e aterros na forma de condições de contorno internas. O hidrograma a ser propagado pode ser especificado como condição de

contorno ou calculado pelo modelo a partir de dados sobre a brecha e o reservatório. Os principais resultados do modelo são perfis de linha d'água, tempo de chegada da onda e o hidrograma de cheia.

O modelo SMPBRK (*Simplified Dam Break*), uma versão simplificada do NWS DAMBRK, foi desenvolvido pelo NWS para contribuir com o trabalho dos especialistas em previsão de enchentes causadas por rupturas de barragens em casos em que o tempo disponível para a simulação é muito curto ou que os recursos computacionais são limitados. Amplamente utilizado pelo *National Weather Service* (NWS) e muitos outros órgãos dentro da comunidade científica, os modelos DAMBRK e SMPBRK tiveram como sucessor o modelo FLDWAV (FREAD; LEWIS, 1998).

O HEC-RAS, outro exemplo, é um modelo hidrodinâmico unidimensional, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (*USACE – United States Army Corp of Engineers*). É, provavelmente, um dos modelos unidimensionais com maior uso no mundo, com possibilidade de uma série de aplicações diferentes, como simulação de transporte de sedimentos, modelação de temperatura da água e, desde o ano de 2003, simulação de ruptura de barragens (HU; WALTON, 2008).

Gee e Brunner (2005), Moreda et al. (2009) e Zhou, Judge e Donnelly, (2005) realizam comparações entre o NWS FLDWAV e o HEC-RAS. Uma das principais conclusões de seus trabalhos é a de que o FLDWAV é um modelo mais estável e produz resultados em menor tempo de processamento. Já o HEC-RAS possui melhores funções de pré e pós-processamento e apresenta uma saída gráfica melhor. Ambos os modelos produzem resultados de simulações semelhantes, com algumas limitações, e possuem capacidade para interagir com programas de Sistemas de Informações Geográficas (SIG). No caso do FLDWAV, essas funcionalidades ainda estão em fase de testes, mas ainda assim ele é o modelo mais utilizado atualmente para a simulação de ruptura de barragens.

Já os modelos hidrodinâmicos quasi-2D aplicam as equações de Saint-Venant unidimensionais no leito principal, sendo a planície de inundação representada através de reservatórios de armazenamento conectados entre si e o leito. Esses modelos também permitem trocas hidrodinâmicas entre as áreas de planície. Neste caso, pode ser citado como exemplo o MODCEL, usado neste trabalho e detalhado a seguir.

Vale destacar que a escolha do modelo depende das características de cada caso, como a complexidade e ocupação do vale a jusante, a importân-

cia da barragem, a escala do levantamento topográfico de base e do mapeamento das áreas inundáveis, por exemplo (ALMEIDA, 2001).

MODCEL

MODCEL é um modelo gratuito, desenvolvido na UFRJ, com uma interface acadêmica simples, mas capaz de representar sistemas complexos. Sua construção foi baseada no conceito de células de escoamento (ZANOBETTI et al., 1970), em que a superfície é representada através de um conjunto de compartimentos homogêneos. As células interagem umas com as outras compondo uma rede de escoamentos bidimensional, conectada por diferentes leis hidráulicas. Cada célula também realiza uma transformação chuva-vazão. A malha de células resulta em um modelo hidrodinâmico em *loop*, em uma representação espacial que cobre toda a área da bacia e conecta escoamentos das planícies, canais e, eventualmente, em áreas urbanas, em galerias. Entretanto, todas as relações matemáticas escritas são unidimensionais. A principal relação de escoamento é a equação dinâmica de Saint-Venant, escrita em sua forma conservativa. A figura 1 apresenta uma bacia hipotética dividida em células, com algumas das possíveis interações entre elas, formando uma rede de escoamentos bidimensional.

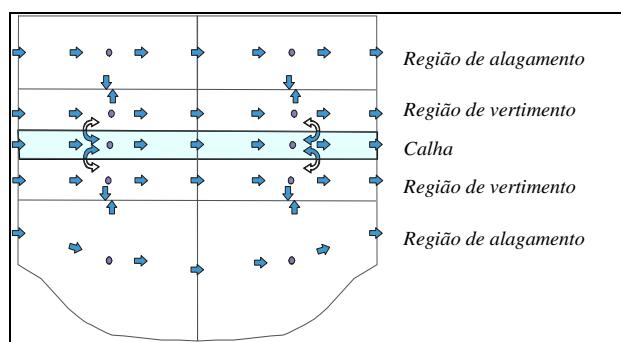


Figura 1 - Bacia hipotética modelada em células, interagindo e compondo uma representação espacial

Diversas aplicações deste modelo, tanto em meio rural quanto urbano, foram desenvolvidas desde 1991. A representação de ondas de ruptura, porém, não é tarefa simples. A formação de uma onda de choque, abrupta, na região de influência direta da ruptura, faz com que as equações clássicas de Saint-Venant percam a validade, pois a hipótese

de pressão hidrostática falha. Assim, é preciso introduzir alguma forma de tratar este problema para permitir a computação. Para tanto, podem ser utilizados alguns métodos, tais como: o da pseudo-viscosidade (ABBOTT, 1975, 1976; BENOIST et al., 1973; CUNGE; HOLLY; VERWEY, 1980; RAJAR, 1973; RICHTMYER; MORTON, 1957; ROACHE, 1972; VON NEUMANN; RICHTMYER, 1950), o das soluções fracas das equações de Saint-Venant (ABBOTT, 1975; CUNGE; HOLLY; VERWEY, 1980; LAX, 1954; RICHTMYER; MORTON, 1957), e o do ajuste do choque (ABBOTT, 1975; CUNGE; HOLLY; VERWEY, 1980; STOKER, 1957).

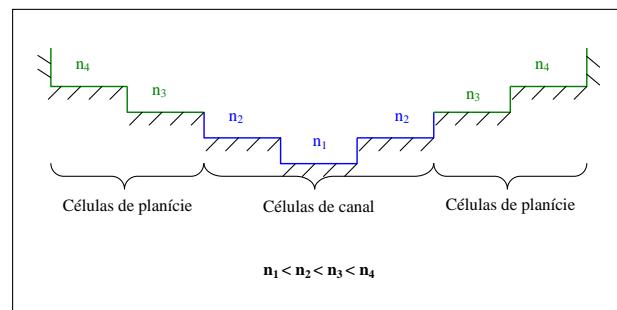


Figura 2 - Variação do coeficiente de rugosidade de Manning, para introdução de uma perda local na região da frente de onda

Dentre os métodos citados, percebe-se que o MODCEL, ao utilizar as equações de Saint-Venant na sua forma conservativa, tem a seu favor o benefício das ditas soluções fracas destas equações, que permitem representar o fenômeno da ruptura de uma barragem. O ajuste de choque não é aplicável no caso de uma simulação de ruptura de barragem utilizando o MODCEL porque a modelação presente no MODCEL não foi formulada para este fim. O método da pseudo-viscosidade, por sua vez, pode também ser utilizado, adicionalmente, de forma adaptada. Neste caso, em vez de introduzir um termo de dissipação artificial para a região em que as clássicas equações perdem sua validade, Mascarenhas (1990) sugere como alternativa equivalente a variação abrupta do coeficiente de rugosidade da perda de carga por atrito para as regiões e instantes de cálculo em que haja a formação de choques. No MODCEL, a definição de uma calha composta, principal e secundária, acrescida de uma planície, que pode, também, por sua vez, estar subdividida em patamares, permite o estabelecimento de diferentes coeficientes de Manning, para cada um dos patamares em que podem ocorrer escoamentos

(VERÓL, 2010). Nesta situação, a definição de valores crescentes para estes coeficientes, para cada patamar criado, a partir da calha principal, faz cumprir o papel de introduzir uma perda de carga adicional, para representar a parcela dissipativa associada ao método da pseudo-viscosidade, na medida em que a onda de ruptura, com seu grande porte, galga esses patamares estabelecidos. A figura 2 ilustra este ponto.

APLICAÇÕES E RESULTADOS

Os casos de estudo escolhidos para a aplicação do modelo proposto já foram apresentados por outros pesquisadores (DUARTE, 2007; MASCARENHAS, 1990), o que favoreceu avaliações comparativas.

O primeiro caso, com base em um experimento em canal de laboratório, teve como principal objetivo a comparação de resultados entre um modelo físico e um matemático.

O segundo caso, da ruptura hipotética da barragem da usina hidrelétrica de Funil, foi estudado de acordo com dois cenários diferentes. Foi realizada uma primeira simulação, procurando reproduzir todas as considerações efetuadas por Mascarenhas (1990), quando realizou o mesmo estudo, com o modelo PROPAG para o nível médio do reservatório. Os resultados foram avaliados, para validar a utilização do MODCEL para simulações de fenômenos deste tipo. Na sequência, foi realizada uma segunda modelação para esta mesma barragem, englobando toda a planície e aproveitando para explorar o fato de o MODCEL ser um modelo quasi-2D. Além disso, nessa segunda simulação, o reservatório foi considerado repleto.

Nos itens que seguem são descritos, caso a caso, cada simulação realizada, com a apresentação dos respectivos resultados.

Caso teórico, baseado em experimento físico em canal de laboratório

O caso teórico simulado com o MODCEL baseou-se no experimento com modelo físico reduzido, elaborado por Duarte (2007), no Laboratório de Construções Hidráulicas (*Laboratoire de Constructions Hydrauliques* – LCH), da Escola Politécnica de Lausanne (*École Polytechnique Fédérale de Lausanne*), Suíça.

A instalação experimental era composta de um canal prismático de 5,50 m de comprimento

com seção retangular de 0,42 m de largura (interna) e 0,42 m de altura. Para a realização dos experimentos, Duarte considerou um nível d'água inicial de 0,40 m de altura em um reservatório neste canal. As paredes laterais eram feitas de PVC transparente e o fundo em PVC cinza, caracterizando um canal com baixa rugosidade. A extremidade à montante era fechada com uma placa de PVC cinza. O canal possuía nervuras de enrijecimento, colocadas a intervalos regulares, destinadas a minimizar deformações. A última foi colocada sob uma estrutura em perfis metálicos, ajustáveis, para garantir uma declividade nula ao longo de todo o canal. A válvula que representava a barragem foi colocada a 1,5 m da extremidade de montante e a ruptura foi simulada por um sistema mecânico. Um peso em queda livre provocava a abertura da válvula para cima usando um sistema de roldanas. A aquisição de dados foi realizada através de uma câmera de vídeo, colocada em posição estratégica para capturar as imagens do fenômeno através de uma parede transparente. A figura 3 apresenta um esquema da instalação do experimento.

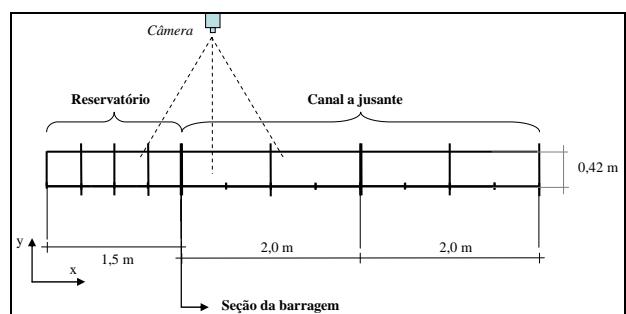


Figura 3 - Representação esquemática da instalação experimental proposta por Duarte (2007)

Para a simulação do canal de laboratório com o MODCEL, foi percorrido o caminho inverso da modelagem física em escala reduzida. Considerando a semelhança de Froude, a partir das informações em modelo, foi reconstituído o que seria o protótipo deste, em tamanho real. Assim, determinou-se que o canal teórico modelado teria dimensões lineares 100 vezes maiores que o tamanho do canal de laboratório construído por Duarte (2007). Considerando as relações definidas pela semelhança dinâmica, as dimensões de velocidade e tempo simuladas pelo MODCEL assumiram valores 10 vezes maiores que as reproduzidas pelo modelo físico. Os dados de entrada informados ao MODCEL estão descritos na tabela 1.

Para que o experimento fosse levado a cabo, apesar da consideração de Ritter (1892) da inexistência de rugosidade, o coeficiente de Manning, na região da ruptura, foi tomado com valores elevados, de cerca de 0,10, para simular a introdução da pseudo-viscosidade, necessária na modelagem matemática.

Os resultados obtidos a partir desta primeira simulação são apresentados nas figuras 4 e 5, juntamente com a reprodução dos resultados obtidos por Duarte (2007) e aqueles calculados segundo a solução proposta por Ritter (Equação 1), em diferentes passos de tempo.

Tabela 1 - Dados de entrada para a simulação de ruptura da barragem teórica

Dado	Unidade	Valor
Profundidade no reservatório	m	40
Largura do centro de célula	m	42
Trecho de propagação	m	100
Declividade média do fundo	m/m	0
Espaçamento entre seções	m	10
Tempo estimado para a propagação	s	14,4
Incremento temporal	s	0,8
Intervalos de tempo	-	18

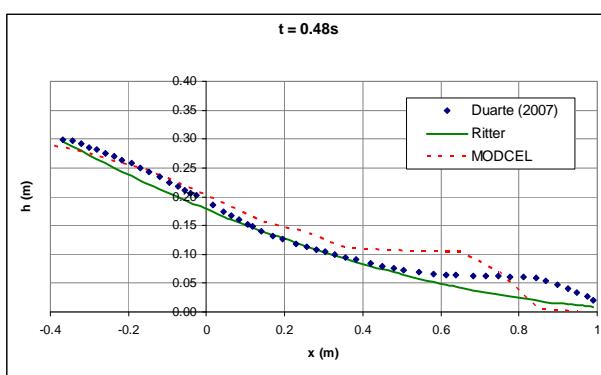


Figura 4 - Resultados obtidos com o MODCEL, a equação de Ritter e a solução de laboratório reproduzida por Duarte (2007) para o tempo t= 0,48 segundos

Estes primeiros resultados começam a credenciar o MODCEL como capaz de representar a propagação da onda de ruptura de barragem.

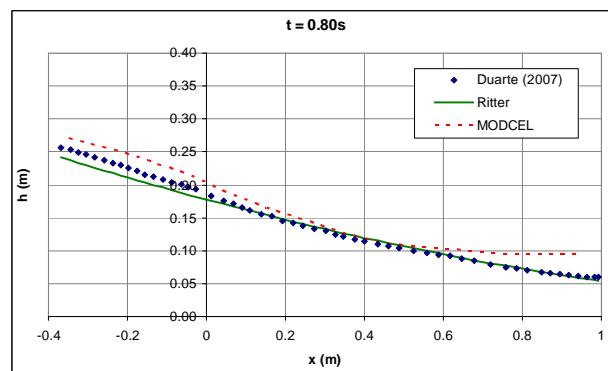


Figura 5 - Resultados obtidos com o MODCEL, a equação de Ritter e a solução de laboratório reproduzida por Duarte (2007) para o tempo t= 0,80 segundos

Uma simulação em escala real será apresentada a seguir, com o intuito de avaliar os resultados em comparação com outra simulação disponível na literatura para o mesmo local.

Ruptura hipotética da barragem de Funil –Cenário 1

Foi escolhida como estudo de caso a barragem da Usina Hidrelétrica de Funil, localizada no estado do Rio de Janeiro, a montante de cidades de grande importância econômica para o estado.

A Usina Hidrelétrica de Funil tem uma barragem do tipo arco de concreto, com dupla curvatura (Figura 6), única no Brasil. Foi construída no rio Paraíba do Sul, no local conhecido como Salto do Funil, em Itatiaia. Sua operação teve início em 1969 e, um ano e meio depois, a usina já operava em sua capacidade total, com 216 MW.

A barragem de Funil possui extensão total de 385m e elevação na cota 468,0 m. O controle do N.A. do reservatório é realizado por um vertedor de serviço, constituído por um vão na margem direita e dois vãos na esquerda, onde estão instaladas comportas do tipo segmento.

No nível máximo maximorum (466,5 m), a área inundada pelo reservatório é de 39,7 km² e o volume total acumulado é de 888,3 x 10⁶ m³, sendo 605,7 x 10⁶ m³ de volume útil e 282,6 x 10⁶ m³ de volume morto.

A usina é considerada de grande importância para o sistema, por estar localizada próxima aos grandes centros consumidores, garantindo a confiabilidade do suprimento de energia elétrica aos estados de Rio de Janeiro, São Paulo e Espírito Santo e adequando a tensão nessa região, onde estão insta-

ladas grandes indústrias, como a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), em Volta Redonda.



Figura 6 - Barragem de Funil e seu reservatório
(Acervo pessoal Veról, 2011)

Outro aspecto que evidencia a importância desta usina é a sua barragem, que ao possibilitar a regularização do volume de sua vazante, reduz a frequência e a intensidade das cheias que ocorrem nas cidades à jusante.

O trecho do rio Paraíba do Sul considerado para este estudo comprehende desde a barragem de Funil até a região à montante da barragem de Santa Cecília, na cidade de Barra do Piraí, distantes 106,6 km entre si (Figura 7). O rio, de uma forma geral, apresenta-se bastante sinuoso no trecho considerado, ora correndo em vale encaixado, ora margeando vastas planícies.



Figura 7 - Trecho do Rio Paraíba do Sul, com destaque para as cidades mais importantes da região

Os primeiros 60 km do trecho caracterizam-se por ser uma ampla planície de inundação, com grandes curvas e declividades bem suaves das margens direita e esquerda da calha principal do rio. É nesse primeiro trecho que estão os municípios de Itatiaia e Resende, localizados a 5 km e 15 km, respectivamente, da barragem de Funil. Os 15 km se-

guientes, até o inicio da área urbana de Barra Mansa, são caracterizados por um vale bem encaixado, livre de ocupações, e pela afluência do rio Bananal na margem direita. Os municípios de Barra Mansa e Volta Redonda, localizados a 70 km e 80 km, respectivamente, da barragem de Funil, possuem áreas urbanas nas margens do rio Paraíba do Sul e afluentes. O trecho seguinte, até Barra do Piraí, comprehende uma área de margens pouco ocupadas.

Para a simulação do Cenário 1, foram utilizados os mesmos dados de entrada de Mascarenhas (1990), resumidos na tabela 2.

Mascarenhas (1990) introduziu a rugosidade artificial, a partir de uma velocidade estimada de propagação da onda, supondo-se um regime médio de escoamento permanente e conhecido no rio Paraíba do Sul, entre as cidades de Resende e Volta Redonda.

Tabela 2 - Dados de entrada de Mascarenhas (1990) para a simulação de ruptura da barragem de Funil

Dado	Valor
Volume do reservatório	m^3
620 x 10 ⁶	
Profundidade média no reservatório	m
29	
Vazão máxima de ruptura	m^3/s
18550	
Trecho de propagação	km
120	
Declividade média do fundo	m/m
0,0004	
Espaçamento entre seções	km
20	
Tempo estimado para a propagação	s
66800	
Incremento temporal	s
668	
Intervalos de tempo	-
	100

Na modelação com o MODCEL, a rugosidade artificial foi introduzida por meio do estabelecimento de diferentes coeficientes de Manning, para cada um dos patamares em que o escoamento poderia ocorrer, como apresentado na figura 2. Os valores foram definidos por meio de tentativas, de forma a ajustar os resultados para obter os valores de alagamento da simulação de Mascarenhas (1990). Assim, os valores do coeficiente de Manning variaram ao longo do rio de 0,19 na região do choque a 0,03 nos trechos de jusante e se mantiveram mais altos nos trechos de planície, em relação aos do leito. Em Itatiaia, por exemplo, enquanto o coeficiente de Manning na calha era de 0,07, na planície o seu valor era de 0,18.

A figura 8 apresenta o hidrograma de ruptura para o Cenário 1, comparando os resultados obtidos por Mascarenhas (1990), com o PROPAG, e pela simulação com o MODCEL. É possível observar uma ascensão desde zero até 18.550 m³/s, para o valor calculado com o PROPAG, e 19.280 m³/s para o caso simulado pelo MODCEL. Em ambos os casos, o hidrograma apresenta uma inclinação bem acentuada, o que caracteriza a aproximação de ruptura quase instantânea para a barragem de Funil.

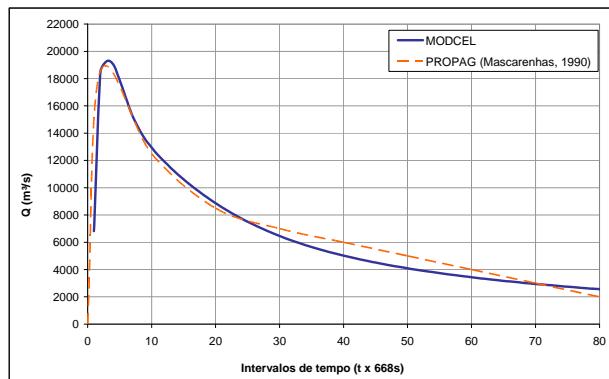


Figura 8 :- Hidrograma de ruptura para a barragem de Funil – Cenário 1

Nota-se que os valores obtidos por ambos os modelos são muito próximos, sendo o valor máximo obtido pelo MODCEL apenas 3,95% maior que o calculado pelo PROPAG. Além disto, o aspecto geral do hidrograma é muito semelhante para os dois casos, sendo as pequenas diferenças encontradas perfeitamente justificáveis se considerado o fato de terem sido utilizados diferentes processos de cálculo.

A figura 9 apresenta os resultados para os níveis máximos, em cada seção de cálculo considerada.

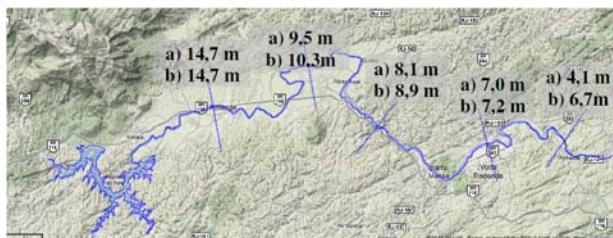


Figura 9 - Níveis máximos de água após ruptura hipotética da barragem de Funil – Cenário 1 (a- Simulação com PROPAG; b- Simulação com MODCEL)

Mais uma vez, observa-se boa correspondência entre os resultados obtidos pelo PROPAG e pelo MODCEL.

Ruptura hipotética da barragem de Funil –Cenário 2

O Cenário 2 foi simulado com o intuito de explorar as ferramentas que o MODCEL proporciona ao usuário, como o fato de considerar as planícies dinâmicas e a possibilidade de calcular o hidrograma de ruptura.

Para tanto, a frente de onda é considerada como sendo uma grande “parede de água”, que cai abruptamente, uma vez que se considera a ruptura instantânea como uma hipótese típica para uma barragem de concreto. É considerada a profundidade do reservatório repleto, até a sua cota máxima, potencializando o efeito do extravasamento para as planícies de inundação.

A declividade longitudinal não é homogênea e possui variações bastante acentuadas após as cidades de Barra Mansa, Volta Redonda e Pinheiral. Admitiu-se que a declividade variava de 0,000125 m/m a 0,0005 m/m ao longo do trecho de estudo.

Presente na maioria das ligações, o coeficiente de Manning adotado para o trecho em questão, tendo como base as informações no estudo de Lauriano et al. (2008), foi de 0,04 para o canal principal e 0,10 para as planícies de inundação. Esses valores só foram diferentes nas células iniciais, representativas da região do choque, quando foi adotado o artifício da rugosidade artificial. Os valores do coeficiente de Manning variaram ao longo do rio de 0,24, na região do choque, a 0,04 nos trechos de jusante e se mantiveram mais altos nos trechos e planície, em relação aos do leito. Além disso, estes valores foram também balizados pelo ajuste do hidrograma de ruptura calculado pelo MODCEL e comparado com o hidrograma teórico, calculado pela fórmula desenvolvida por Saint-Venant para o caso de remoção total e instantânea do barramento (Equação 3).

$$Q_p = \frac{8}{27} B_d \sqrt{g} Y_{\text{médio}}^{\frac{3}{2}} \quad (3)$$

Onde:

Q_p = descarga máxima defluente da barragem em ruptura (m³/s)

B_d = largura da barragem (m)

$Y_{\text{médio}}$ = profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m)

A figura 10 apresenta o hidrograma de ruptura para a barragem de Funil, segundo o Cenário 2.

O hidrograma teórico de ruptura, na situação do reservatório completamente cheio, quando na sua cota máxima *maximorum* (466,5 m), tem formato simplificado, considerado para o caso de ruptura praticamente instantânea. A vazão de pico correspondente é de 53.885 m³/s.

O hidrograma calculado pelo MODCEL apresenta decaimento parabólico, com uma ascensão desde zero até 54.698 m³/s, com uma inclinação bem acentuada. Nota-se que há uma correspondência bastante forte entre os hidrogramas apresentados, com valores para a vazão máxima muito próximos, sendo o calculado pelo MODCEL apenas 1,48% maior que o obtido por meio da fórmula de Saint-Venant.

Quanto ao tempo de esvaziamento do reservatório, o hidrograma de ruptura simplificado indica um esvaziamento no tempo correspondente a 6,2 h após a ruptura da barragem. O tempo indicado pela simulação com o MODCEL é superior, da ordem de 10 h, mas com 85% do volume liberado no tempo de 6,2 h teórico.

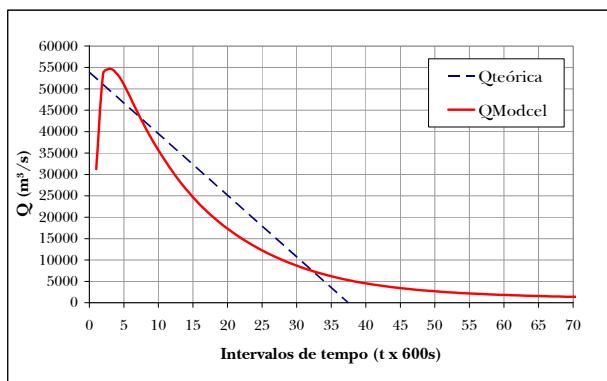


Figura 10 - Hidrograma de ruptura para a barragem de Funil – Cenário 2

Os resultados fornecidos pelo modelo são as cotas de inundação, as vazões de pico e os respectivos tempos de ocorrência. Com as vazões e as áreas das seções de escoamento podem ser obtidas, em pós-processamento, as velocidades. Esses resultados foram analisados e pós-processados manualmente para lançamento em base cartográfica, indicando a região inundada (Figura 11). Utilizou-se, para tanto, um mapa do IBGE, na escala 1:50.000. Foram sinalizadas as cidades de maior importância, em termos populacionais e econômicos para a região, indicando a altura que a onda atingiria em cada um desses locais e o respectivo tempo de chegada.

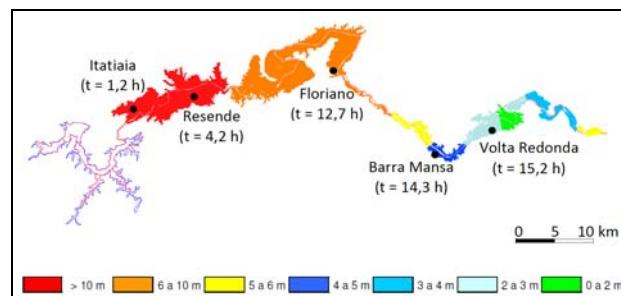


Figura 11 - Mapa de inundação, com o tempo de chegada da onda de ruptura nas principais cidades da região

O gráfico da figura 12 correlaciona as profundidades máximas atingidas com a distância entre as seções de cálculo ao longo das planícies consideradas, indicando os pontos em que acontece o início da urbanização das cidades da região.

Em todo o trecho estudado, a profundidade máxima da onda é grande o suficiente para cobrir casas e edifícios, sendo Itatiaia e Resende as regiões atingidas de forma mais grave, com 17 m e 15 m, respectivamente. Em Barra Mansa, a altura máxima atingida é de 5 m e, em Volta Redonda, 4 m.

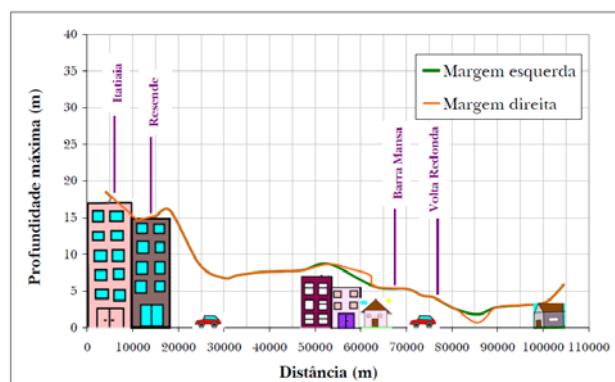


Figura 12 - Profundidades máximas atingidas nas células de planície ao longo do trecho considerado

A figura 13 apresenta os perfis de níveis d'água atingidos, ao longo do trecho de rio estudado. A seção da barragem está localizada em x = 0. Observa-se, neste gráfico, claramente, a evolução da propagação da onda. Verifica-se, inclusive, a representação da onda negativa, à montante do reservatório que não foi detalhada ao longo de todo o estudo realizado. Para facilitar a compreensão do leitor, foi plotado, neste mesmo gráfico, a linha representativa do fundo do rio.

É possível perceber, ainda, que nos instantes seguintes à ruptura, a altura da água na seção da barragem é, em média, 38 m. Se levada em conta a solução de Ritter (1892), que indica uma altura de $4/9h_0$ nesta mesma região (33,5 m para a altura de água considerada no reservatório), verifica-se, mais uma vez, a boa correspondência com os resultados calculados pelo MODCEL.

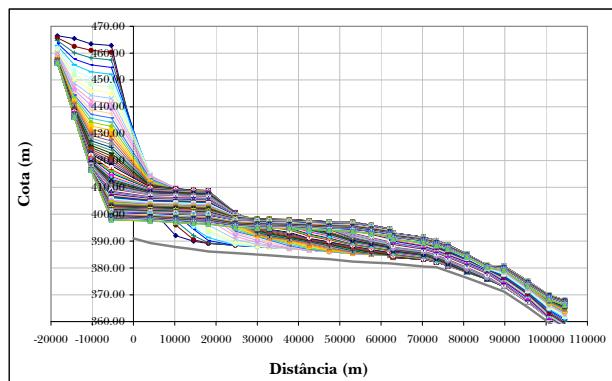


Figura 13 - Perfil do rio com as cotas máximas atingidas, considerando todos os intervalos de cálculo (a linha cinza grossa representa o fundo do rio)

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O modelo utilizado neste trabalho, MODCEL, foi desenvolvido originalmente para a simulação de enchentes urbanas e se baseia no conceito das trocas ocorridas entre células de escoamento. Entretanto, sua formulação conservativa mostrava-se apropriada a uma possível utilização em simulações de ruptura de barragem.

Com base nos testes realizados, tanto para o caso do canal de laboratório, quanto para o da barragem de Funil, verificou-se que o modelo em questão é possível simular o escoamento segundo uma perspectiva de integração do espaço bidimensional, considerando as planícies de alagamento de forma hidrodinâmica e não exige recursos de computação muito avançados.

O método da pseudo-viscosidade mostrou-se adequado à sua representação no MODCEL conforme postulado por Mascarenhas (1990). Sendo assim, foram estabelecidos diferentes coeficientes de Manning, para cada um dos patamares em que podiam ocorrer escoamentos, com a definição de valores crescentes para estes coeficientes, para cada patamar criado, a partir da calha principal, fazendo cumprir o papel de introduzir uma perda de carga

adicional, que representasse a parcela dissipativa associada ao método da pseudo-viscosidade, na medida em que a onda de ruptura, com seu grande porte, galgava os patamares estabelecidos.

Uma possibilidade interessante mostrada nas simulações foi a introdução do reservatório na modelação, permitindo calcular o hidrograma de ruptura e utilizar este cálculo como elemento de ajuste do modelo, pela comparação com o hidrograma teórico escolhido para o caso de estudo. Além disso, abre-se também a possibilidade de estudo da onda negativa, para dentro do reservatório.

REFERÊNCIAS

- ABBOTT, M. B. *An introduction to the method of characteristics*. New York: Elsevier, 1976.
- ABBOTT, M. B. Weak Solutions of the Equations of Open Channel Flow. In: MAHMOOD, K.; YEVJEVICH, V. (Ed.). *Unsteady Flow in Open Channels*. Fort Collins, Colorado: Water Resources, 1975. cap. 7.
- ALMEIDA, A. B. Emergência e Gestão do Risco. In: CURSO de Exploração e Segurança de Barragens. Lisboa: Instituto Nacional da Água (INAG), 2001. cap. 7.
- ANEEL. 2010. Disponível em: <<http://www.aneel.gov.br/>>. Acesso em: 08 jan. 2010.
- BALBI, D. A. F. *Metodologias para a elaboração de planos de ações emergenciais para inundações induzidas por barragens*. Estudo de caso: Barragem de Peti – MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.
- BENOIST, G.; DAUBERT, A.; FABRE, L.; MIQUEL, H.; PUGNET, L. Calcul des Ondes de Submersion a l'Aval des Barrages d'Electricité de France. In: CONGRESS OF THE IAHR, 15th., 1973, Istambul. *Proceedings...* 1973. v. 5, p.5-15.
- BRADLOW, D. D.; PALMIERI, A.; SALMAN, S. M. A. *Regulatory Framework for Dam Safety*. Washington, D.C.: The World Bank, Law Justice and Development Series, 2002.
- BRASIL. Lei Federal 12.334 de 20 de setembro de 2010. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, DF, n. 181, 21 set. 2010. Seção 1.

- CHANSON, H. Analytical Solutions of Laminar and Turbulent Dam Break Wave. London: Taylor & Francis, 2006. Proceedings International Conference on Fluvial Hydraulics River Flow 2006, Lisbon, Portugal, 6-8 Sept., Topic A3.
- CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M. JR.; VERWEY, A. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. London: Pitman Advanced Publishing Program, 1980.
- DRESSLER, R. F. Hydraulic Resistance Effect upon the Dam Break Functions. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, v. 49, n. 3, p. 217-225, 1952. Research Paper, 2356.
- DUARTE, R. X. M. *Conséquences de la rupture de barrages ensablés. Étude théorique, expérimentale et numérique et conseils sur les directives de sécurité*. 2007. Thèse (Master of Advanced Studies) - Lausanne, Suíça, 2007. (em francês).
- FRANCO, C. S. S. P. A. *Segurança de barragens: aspectos regulatórios*. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008.
- FREAD, D. L. *The development and testing of a dam break flood forecasting model*. In: DAM-BREAK FLOOD MODELLING WORKSHOP, 1977, Bethesda, Maryland. *Proceedings...* 1977. p. 164-197.
- FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. *NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation*. National Weather Service– Office of Hydrology (NOAA). Maryland: Silver Springs, 1998.
- GEE, D. M.; BRUNNER, G. W. *Dam Break Flood Routing using HEC-RAS and NWS-FLDWAV*. [S.l.]: EWRI/ASCE, 2005.
- HU, H. H.; WALTON, R. Advanced Guidance on Use of Steady HEC-RAS. In: WORLD ENVIRONMENTAL AND WATER RESOURCES CONGRESS 2008 AHUPUA'A. 2008, Ahupua'a, Hawaii, USA. Ahupua'a: ASCE, 2008.
- ICOLD. INTERNATIONAL COMISSION OF LARGE DAMS. *Dam Failures. Statistical Analysis*. Paris: International Commission of Large Dams, 1995. Bulletin 99.
- ITCOLD. ITALIAN COMISSION ON LARGE DAMS. *Classificazione delle dighe Informazione sulle esperienze in altri paese. Comparazione, riflessioni*. Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe (ITCOLD). 2004. (em italiano)
- LAUBER, G.; HAGER, W. H. Experiments to dambreak wave: horizontal channel. *Journal of Hydraulic Research*, v. 36, n. 3, p. 291-307, 1998.
- LAURIANO, A. W.; PALMIER, L. R.; MONTE-MOR, R. C. A.; BRASIL, L. S. S.; NASCIMENTO, N. O.; SOUZA, N.; CANELLAS, A. V. B. Mapeamento de áreas potencialmente inundáveis face à ruptura hipotética de barragens – estudo de caso: Barragem de Funil e Barragem de Manso. In: CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 23., 2008, Cartagena de Indias, Colombia. *Proceedings...*
- LAX, P. D. (1954). Weak Solutions of Non Linear Hyperbolic Equations and their Numerical Computation. *Communications on Pure and Applied Mathematics*, vol. VII, pp.159-193.
- MARTINS, R. B. Segurança Hidráulico-Operacional de Barragens à Luz da Legislação Internacional. In: CONGRESSO DA ÁGUA – A ÁGUA E O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL: DESAFIOS PARA O NOVO SÉCULO, 5., 2000, Lisboa. *Proceedings...*
- MASCARENHAS, F. C. B. *Modelação Matemática de Ondas Provocadas por ruptura de Barragens*. 1990. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.
- MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G. Modelação Matemática de Cheias Urbanas Através de Um Esquema de Células de Escoamento. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 4, n. 1, p. 119-140, 1999.
- MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G. Urban Flood Control through a Mathematical Cell Model. *Water International*, v. 27, n. 2, p. 208-218, 2002.
- MASCARENHAS, F. C. B.; TODA, K.; MIGUEZ, M. G. INOUYE, K. *Flood risk simulation*. Southampton, Boston: WIT PRESS, 2005.
- MENESCAL, R. A. *Gestão da Segurança de Barragens no Brasil – Proposta de um Sistema Integrado, Descentralizado, Transparente e Participativo*. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.
- MIGUEZ, M. G. *Modelagem matemática de cheias urbanas, através de células de escoamento, como ferramenta na*

concepção de projetos integrados de combates às enchentes.
Relatório II – Apresentação da modelação topográfica e da topografia associada. 2003. PEC 4221 – Projeto CT-Hidro/GBH no 520093/2003-8.

MIGUEZ, M. G. *Modelo Matemático de Células de Escoramento para Bacias Urbanas.* 2001. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL. *Manual de Segurança de Barragens.* Brasília, DF, 2002.

MOREDA, F.; GUTIERREZ, A.; REED, S.; ASCHWANDEN, C. Transitioning NWS Operational Hydraulics Models from FLDWAV to HEC-RAS. In: WORLD ENVIRONMENTAL AND WATER RESOURCES CONGRESS, 2009, Kansas City, Missouri, USA. *Proceedings...*

RAJAR, R. Modèle Mathématique et Abaques Sans Dimensions pour la Détermination de l'Écoulement qui Suit la Rupture d'un Barrage. In: CONGRES DU GRANDS BARRAGES, 11., 1973, Madrid. Proceedings... Proceedings... Madrid, 1973. v. 1, Q.40, p.503-521.

RICHTMYER, R. D.; MORTON, K. W. *Difference Methods for Initial Value Problems.* New York: Interscience, 1957.

RITTER, A. The propagation of water waves. *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure,* v. 36, part 2, n. 33, p. 947-954, 1892.

ROACHE, P. J. On Artificial Viscosity. *Journal of Computational Physics,* v. 10, n. 2, p. 169-184, 1972.

STOKER, J. J. *Water Waves. The mathematical theory with applications.* New York: John Wiley, 1957. (Pure and applied mathematics series).

VERÓL, A. P. *Simulação da Propagação de Onda Decorrente de Ruptura de Barragem, Considerando a Planície de Inundação Associada a Partir da Utilização de um Modelo Pseudo-Bidimensional.* 2010. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.

VON NEUMANN, J.; RICHTMYER, R. D. A Method for the Numerical Calculation of Hydrodynamic Shocks. *Journal of Applied Physics,* v. 21, p. 232-237, 1950.

WHITHAM, G. B. *The Effects of Hydraulic Resistance in the Dam-Break Problem.* Proceedings of the Royal Society of London, Ser. A, v. 227, n. 1170, p. 399-407, 1955.

ZANOBETTI, D.; LORGERÉ, H.; PREISSMAN, A.; CUNGE, J. A. *Mekong Delta Mathematical Program Construction. Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE,* v.96, n. WW2, p. 181-199, 1970.

ZHOU, R. D.; JUDGE, D. G. C.; DONNELLY, R. *Comparison of HEC-RAS with FLDWAV and DAMBRK models for dam break analysis.* Canadian Dam. Association, 2005.

Dam Break Wave Routing Using a Quase-2D Model

ABSTRACT

Dam break is usually a catastrophic event. Greater safety can be provided in the downstream valley by adopting integrated risk and emergency management. The preparation of emergency plans requires some information, such as flood maps showing water depths over the valley and the discharge peak times in each affected area. This work evaluates and validates the use of a quasi-2D mathematical model, MODCEL, developed at the Federal University of Rio de Janeiro, and its ability to simulate the dam break wave, offering the scientific community another valuable tool for the study of dam safety. The model was used to simulate an experiment in a laboratory channel and also the hypothetical dam break of Funil dam on Paraíba do Sul River, State of Rio de Janeiro. The results obtained were compared with results measured in the laboratory and also with simulations previously performed with other computational tools. Considering the tests conducted, it was found that MODCEL is a tool that can properly simulate the dam break phenomena, considering its capacity of dynamically simulating the river flood plains and not requiring hard computational resources.

Key-words: *Dam Break, Mathematical Modeling, Quasi-2D Model, MODCEL*