

ISSN 1414-381X

RBRH

Revista Brasileira de Recursos Hídricos

VOLUME

15

NÚMERO 4

ABRH

RBRH

Revista Brasileira de Recursos Hídricos

OUT/DEZ 2010

VOLUME

15

NÚMERO 4

Editores:

Márcio Benedito Baptista
Antonio M. Righetto
Cristóvão S. Fernandes
Edson Wendland
Jaime Joaquim P. Cabral
João Batista Dias de Paiva
José Nilson Campos
Jussara Cabral Cruz
Mário Thadeu L. de Barros
Sérgio Koide



Diretoria da ABRH

Presidente: **Ingrid Illich Müller**
Vice-presidente: **Luiz Gabriel Todt de Azevedo**
Diretor de publicações: **Márcio Benedito Baptista**
Diretor de eventos: **Synara Olendski Broch**
Diretor de representações regionais: **Francisco José Coelho Teixeira**
Diretor de comissões técnicas: **Jussara Cabral Cruz**

RBRH

Revista Brasileira de Recursos Hídricos

A RBRH é a revista oficial da Associação Brasileira de Recursos Hídricos, publicada trimestralmente. Os objetivos da revista são de:

- Funcionar como fórum para apresentação de conhecimento prático e científico dos aspectos de recursos hídricos;
- Publicar inovações científicas e tecnológicas na área de recursos hídricos;
- Fornecer através dos artigos soluções aos problemas com base integrada, interdisciplinar e dos usos múltiplos dos recursos hídricos e sua conservação ambiental.

Os editores da revista incentivam a publicação de artigos que de alguma forma se incluem no seguinte:

- Artigos inéditos com contribuição científica e tecnológica nas disciplinas ou nos ambientes de recursos hídricos;
- Experiência inédita em ambientes singulares de usos e técnicas conhecidas.

Os artigos serão publicados quando aprovados pelo menos por dois revisores do grupo de editores associados da revista e por um editor. Na contra-capa são apresentadas as instruções sobre o envio do manuscrito.

Endereço para correspondência:

ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos
Caixa Postal 15029
91501-970 Porto Alegre, RS
Tel (51) 33086652
Fax (51) 34932233
www.abrh.org.br
abrh@abrh.org.br

Conselho Editorial – Revisores Associados/2010

Abelardo Montenegro – UFRPE (4)	Fernando S. Cruz Meirelles – UFRGS (2)	Márcia Maria Lara Pinto Coelho – UFMG (3)
Adilson Pinheiro – FURB (5)	Francisco de Assis Souza Filho UFCE (4)	Márcia Maria Ribeiro Rios – UFCG (1)
Adolfo Villanueva – ARGENTINA (2)	Francisco Bragança de Souza – UFRGS (1)	Márcia Marques Gomes – UERJ (1)
Adriano Marlisom Leão de Souza - UFRA (2)	Frederico C. M. de Menezes Filho - UFMT (1)	Marcio Benedito Baptista – UFMG (4)
Alan Vaz Lopes – ANA (1)	Geraldo Lopes da Silveira – UFSM (2)	Marcos Aurélio Holanda de Castro – UFC (1)
Aldo Durand Farfan - UENF (1)	Geraldo Maciel UNESP (1)	Marcos José Tozzi – UFPR (1)
Alexandre Kepler Soares – USP (1)	Gerson Cardoso da Silva Junior - UFRJ (1)	Marcos Von Sperling – UFMG (1)
Alfredo Ribeiro Neto – UFPE (2)	Gilson Barbosa Athayde Junior – UFPPB (1)	Maria do Carmo Gastaldini – UFSM (1)
Ana Beatris de Deus Brusa – UFSM (3)	Gustavo Barbosa Lima da Silva – UFPPB (1)	Marllus G. F. Passos das Neves – UFAL (2)
Anderson Ruhoff – FURG (1)	Gustavo Henrique Merten – UFRGS (2)	Mauro da Cunha Naghettini – UFMG (2)
André Luiz Lopes da Silveira - UFRGS (1)	Horst Frishkorn – UFC (2)	Mêuser Jorge Silva Valença – CHESF (3)
Antonio Eduardo Lanna – ALFA SIGMA (1)	Humberto Tavera Quiroz - COLÔMBIA (1)	Miriam Rita Moro Mine – UFPR (1)
Ari de Oliveira Marques Filho – INPA (1)	Ibrahim Fantin da Cruz – UFRGS (1)	Moacyr Cunha de Araújo Filho – UFPE (1)
Bruno Collischonn - ANA (2)	Ingrid Illich Müller – LACTEC (1)	Mônica do Amaral Porto – USP (1)
Carlos Barreira Martinez – UFMG (1)	Ivaltemir Barros Carrijo – SANEAGO (1)	Nabil Joseph Eid – UNB (1)
Carlos de Oliveira Galvão – UFCG (2)	Jaime Joaquim da S. P. Cabral - UFPE (8)	Nara Maria Luzzi Rosauero – UFRGS (1)
Carlos Ruberto Fragoso Junior – UFAL (3)	Janaina Bezerra Mesquita - UNB (1)	Nelson Luna Caicedo – UFRGS (2)
Carlos Tadeu C. do Nascimento - UNB (1)	Joana Angélica Guimarães da Luz - UFBA (2)	Nestor Aldo Campana – UNB (1)
Celso Guimarães - UFCG (2)	João Batista Dias de Paiva – UFSM (2)	Nílza Maria dos Reis Castro – UFRGS (1)
Claudia Varnier - IG/SP (1)	João Luiz Boccia Brandão - USP (1)	Olavo Pedrollo – UFRGS (3)
Cleuda Custódio Freire – UFAL (1)	Joel Avruch Goldenfum – UFRGS (1)	Otavio Eurico de Aquino Branco - CNEN (1)
Cristóvão Fernandes - UFPR (4)	Jorge Enoch F. Werneck Lima – EMBRAPA (2)	Ricardo Tezini Minoti – MMA (2)
Daniela Guzzon Sanagiotto - UFSM (1)	José Geraldo de Melo – UFRN (1)	Rodrigo de Melo Porto – USP (4)
Demetrio Luis Guadagnin - UNISINOS (1)	José Goes de Vasconcelos Neto - UNB (3)	Rosa Maria Formiga Johnsson - UERJ (1)
Dieter Warchow (1)	José Luiz Silvério da Silva – UFSM (1)	Rubem La Laina Porto – USP (1)
Eber José de Andrade Pinto - CPRM (1)	José Nilson Bezerra Campos – UFCE (3)	Sandra Maria Cardoso Malta – LNCC (1)
Edith Beatriz Camaño Schettini - UFRGS (1)	Juan Martín Bravo – UFRGS (1)	Sérgio Koide - UNB (1)
Edmilson Costa Teixeira - UFES (3)	Júlio Gomes – UFPR (2)	Sibele Ezaki – SMAM/SP (1)
Edson Wendland - USP (3)	Jussara Cabral Cruz – UFSM (1)	Suzana Gico Montenegro - UFPE (3)
Eduardo Savio P. R. Martins - FUNCEME (1)	Jussara Oliveira Ortiz - INPE (1)	Tarciso Cabral da Silva - UFPPB (2)
Eduardo Von Sperling UFMG (4)	Laura de Simone Borma – INPE (1)	Thereza Christina de Almeida Rosso - UERJ (1)
Eloiza Cauduro Dias de Paiva - UFSM (3)	Luciane Oliveira Crossetti – UNISINOS (2)	Victor Eduardo Lima Ranieri – USP (1)
Enéas Souza Machado - SUDERHSA (1)	Luciene Pimentel da Silva – UERJ (1)	Vladimir Caramori Borges de Souza - UFAL (2)
Fernando das Graças B. da Silva - UNIFEI (2)	Luisa Fernanda Reis – USP (3)	Walter Collischonn – UFRGS (1)
Fernando Dornelles – UFRGS (2)	Luiz Carlos Hiroyuki Itonaga - CAESB (1)	Wilson dos Santos Fernandes – UFMG (1)
Fernando Falco Pruski – UFV (1)	Luiz Emílio Sá Brito de Almeida – UFRGS (2)	

RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos / Associação Brasileira de Recursos Hídricos - Vol.15, n.4 (2010)
Porto Alegre/RS: ABRH, 2007

Trimestral

Substitui a RBE: Revista Brasileira de Engenharia - Caderno de Recursos Hídricos (1982-1995) que substitui a Revista Brasileira de Hidrologia e Recursos Hídricos (1978-1981).

ISSN 1414-381X

1. Recursos hídricos - periódicos I. Associação Brasileira de Recursos Hídricos

CDU 556 (050)

CDD 551.48

SUMÁRIO

Modelo Numérico de Boussinesq Adaptado para a Propagação de Ondas de Embarcação em Águas Rasas	05
Maria Francisca do Nascimento, Claudio Freitas Neves, Geraldo de Freitas Maciel	
A Utilização da Simulação Dinâmica como Ferramenta de Apoio à Gestão de Bacias Hidrográficas: O Caso do Arroio Dilúvio em Porto Alegre, RS	17
Othon Fialho de Oliveira, Carlos André Bulhões Mendes, Francisco Carlos Bragança de Souza	
Simulação Hidrológica de Rios com Grandes Planícies de Inundação	31
Adriano Rolim da Paz, Walter Collischonn, Carlos E. M. Tucci	
Acumulação e Transporte de Sedimentos na Microdrenagem: Monitoramento e Modelagem	45
Ana Paula Gomes e Eloíza Maria Cauduro Dias de Paiva	
Cálculo do Volume e Análise da Deposição de Sedimentos do Reservatório de Três Irmãos	57
Liliane Lazzari Albertin, Artur José Soares Matos, Frederico Fábio Mauad	
Comportamento Hidrológico de Áreas Urbanas Impermeabilizadas Diretamente Conectadas e Total	69
Ademir Paceli Barbassa, João Batista Neto de Campos	
Comportamento Hidrológico em Bacias com Floresta Nativa e Implantada no Município de Caçador, SC	81
Adilson Pinheiro, André Silveira Rosa	
Hidrogeoquímica do Arsênio e de Outros Constituintes Inorgânicos Presentes nas Águas Subterrâneas da Cidade de Ouro Preto-MG	89
José Augusto Costa Gonçalves, Jorge Carvalho de Lena, Hermínio Arias Nalini Júnior, José Fernando de Paiva, Janice Cardoso Pereira	
Análise Econômica Aplicada à Decisão sobre Alocação de Água entre os Usos Irrigação e Produção de Energia Elétrica: O Caso da Bacia do Rio Preto (DF/GO/MG)	105
Bruno Goulart de Freitas Machado, Oscar de Moraes Cordeiro Netto	
Gestão das Águas Subterrâneas no Estado da Paraíba: Proposta de Modelos de Cobrança	121
José Augusto de Souza, Márcia Maria Rios Ribeiro, Zédna Mara de Castro Lucena Vieira	
Proposta para Seleção de Áreas Potenciais para Implantação de Trincheiras de Infiltração: Estudo de Caso - Campus da UFSCar, São Carlos – SP	135
Alessandro Hirata Lucas; Lorena Avelina Rojas Gutierrez; Sérgio Antonio Rhöm; José Augusto de Lollo	

Modelo Numérico de Boussinesq Adaptado para a Propagação de Ondas de Embarcação em Águas Rasas

Maria Francisca do Nascimento

Aquamodelo Consultoria e Engenharia

mfnascimento@yahoo.com

Claudio Freitas Neves

Programa de Engenharia Oceânica, COPPE/UFRJ

neves@peno.coppe.ufrj.br

Geraldo de Freitas Maciel

Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira/UNESP

maciel@dec.feis.unesp.br

Recebido: 22/10/07 - revisado: 21/02/08 - aceito: 15/09/10

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados da adaptação de um modelo numérico de hidrodinâmica costeira do tipo Boussinesq (FUNWAVE) à geração e propagação de ondas de embarcações em águas rasas. Tal modelo torna-se assim capaz de simular situações de ondas de embarcações em canais de navegação e hidrovias ao se propagarem em direção às margens, levando em conta transformações sofridas pelas ondas, quais sejam, refração, arrebentação, espraiamento e geração de correntes. A aplicação do modelo, desde que devidamente validado, poderá ajudar na análise de processos erosivos em margens de canais de navegação, hidrovias e lagos decorrentes de ondas de embarcação.

Palavras-chave: ondas de embarcação, modelos de Boussinesq, fenômenos costeiros.

INTRODUÇÃO

Com a crescente valorização, no Brasil, do transporte hidroviário e da navegação de recreio em lagos, a preocupação ambiental no que se refere à preservação das margens tornou-se um assunto emergente. Órgãos ambientais procuram limitar a velocidade de navegação, como forma de restringir o impacto causado pelas ondas. No caso de hidrovias, porém, a passagem das embarcações por locais de largura restrita torna a ação erosiva das ondas mais intensa. Adota-se como critério que a velocidade máxima permitida seja aquela que gere altura máxima de onda igual à maior altura de onda de vento na mesma localidade. Parte-se do princípio de que não haverá interferência importante nas margens se, no máximo, houver equivalência com o que ocorre naturalmente em determinadas condições ambientais. Tal prática é questionável, tendo em vista as diferenças existentes entre os dois tipos de ondas: enquanto os resultados teóricos utilizados

para as ondas de vento admitem a hipótese de cristas longas (ou seja, unidirecional), as ondas de embarcação apresentam um padrão bi-dimensional em planta. Por outro lado, em canais onde não exista pista de vento suficiente para geração de ondas, tal critério pode se mostrar demasiadamente restritivo.

É fato conhecido que ondas geradas por embarcações provocam impactos sobre as margens e sobre o fundo de corpos de água rasos. São relatados por Blume (2002) casos ocorridos no Rio Parramatta, Austrália; Marlborough Sound, Nova Zelândia; Baía de São Francisco e Rio James, Estados Unidos. Verheij e Knaap (1995) realizaram estudos sobre erosão provocada por ondas de embarcação em Sarawak, Malásia. Atualmente, o *Quebec Department of Transport* (2003) estuda o problema de erosão no Rio São Lourenço, Canadá, onde 86% da erosão foi atribuída à ação das ondas de embarcação. Estudos de Brebner *et al.* (1966) também no Rio São Lourenço revelavam que, naquela época, a porcentagem de erosão provocada pela ação de ondas de embarcação era de apenas 1 a 2%. A com-

paração entre estes percentuais revela que provavelmente o aumento do tráfego de embarcações agravou o problema de erosão naquele rio.

O relatório de impacto ambiental produzido por Galinkin *et al.* (2001), sobre a situação atual da Hidrovia do rio Paraguai, diz que os comboios, que navegam com baixa velocidade, produzem ondas com níveis energéticos baixos, potencialmente pouco impactantes para as margens do rio. No entanto em algumas localidades, foram observados efeitos de ondas geradas por lanchas voadeiras e empurradores (quando navegam sozinhos) produzindo ondas altas que atacavam as margens. Conclui-se que o efeito das ondas de embarcação naquela região deve ser objeto de maiores estudos.

Tabela 1 - Comparação entre modelos de ondas de embarcação (Nascimento 2007).

Tipo	autores	modelo	
● R	Ertekin <i>et al.</i> , 1986	equações Green-Naghdi	
● R	Wu, 1987	Wu e equações KdV	
● R	Casciola & Landrini, 1996	Wu e equações KdV	
● R ≠	Jiang, 2000	não linear total, Nwogu 1993	
● ≠	Jiang, Henn & Sharma, 2002	não linear total, Nwogu 1993	
● ≠	Liu & Wu, 2002	não linear total, Nwogu 1993	
● ≠	Nwogu & Demirbilek, 2004	não linear total, Nwogu 1993	
● ≠	Dam <i>et al.</i> , 2006	fracamente linear, Madsen&Sorensen, 1992	não
● ≠	Nascimento, 2007	FUNWAVE, linear total, Nwogu 1993	não
●	=	pressão	móvel
●	=	modelo de placas, pressão linear	
R	=	resistência de	navio
≠	=	propagação da onda e padrão	

Modelos numéricos que sirvam de referência em estudos de riscos causados por estas ondas tornam-se, então, uma ferramenta muito útil, devido ao baixo custo e rápida resposta, para avaliação de possíveis danos ambientais provocados. No que se refere aos modelos numéricos de propagação incluindo a simulação de fenômenos costeiros, são destacados da literatura quatro modelos, a saber: Stockstill e Berger (2001) (ondas e correntes geradas por embarcações navegando em hidrovias), Belibassakis (2003) (problema de propagação-refração-difração de ondas geradas por embarcações navegando próximo a regiões costeiras), Nwogu e Demirbilek (2004) (ondas e correntes geradas por embarcações em canais restritos) e Dam *et al.* (2006) (problema de propagação-refração-arrebentação de ondas geradas por embarcações em canais de navegação). A partir de um modelo hidrodinâmico (Navier-Stokes, equações de águas rasas ou equações de Boussinesq) é possível, com a adição de uma fonte conveniente, tornar tal modelo apto a reproduzir o fenômeno de ondas de embarcação. Se tal modelo incluísse ainda a possibilidade de simulação de fenômenos característicos de águas costeiras (refração, arrebentação, etc), ele seria capaz de reproduzir também a propagação e a ação dessas ondas junto à margem. Isto motivou Nascimento (2007) a modificar um modelo hidrodinâmico baseado nas equações de Boussinesq (FUNWAVE) de forma a investigar a sua aplicabilidade na simulação da propagação de ondas de embarcação e sua ação nas margens. A Tabela 1 resume investigações sobre o assunto na literatura.

O modelo FUNWAVE resolve as equações não-lineares de Boussinesq, conforme deduzidas por Wei e Kirby (1995) e reproduz a maioria dos fenômenos relacionados à transformação da onda em fundos de profundidade variável, quais sejam, dispersão em frequência, dispersão de amplitude, difração, refração pelo fundo e por correntes, transferência de energia entre componentes harmônicas e dissipação de energia por arrebentação da onda e atrito de fundo.

CLASSIFICAÇÃO DAS ONDAS DE EMBARCAÇÃO

As ondas de embarcação são classificadas, segundo a profundidade relativa (h/λ), em ondas de águas profundas ($h/\lambda \geq 0,5$) ou de águas rasas ($h/\lambda < 0,04$), onde h é a profundidade da coluna de

água onde a embarcação se desloca e λ é o comprimento da onda.

Águas profundas

Em águas profundas, como relata Stoker (1957), as ondas de embarcação têm um comportamento muito peculiar: a perturbação gerada segue o objeto em movimento sem mudar sua forma, confinada em uma região atrás do mesmo, de tal modo que apresenta sempre uma forma em V, seja o objeto um pato nadando numa lagoa ou um grande porta-aviões (Figura 1).

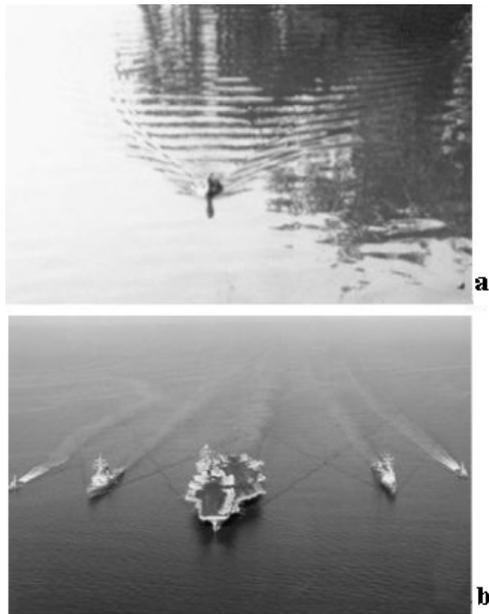


Figura 1 - a) Ondas geradas por um pato; b) Ondas geradas por tipos diferentes de embarcações. Fonte: Gallery of Fluid Dynamics (2002)

A primeira explanação e o tratamento teórico desse fenômeno foram dados por Kelvin (1824-1907) e, por este motivo, também é conhecida como Teoria de Kelvin de Ondas de Embarcação ou Ondas de Kelvin. Este pesquisador concluiu que, em águas profundas, uma embarcação (ou qualquer objeto) que se desloque com velocidade constante gera sempre ondas confinadas em uma região com a forma de um V, com semi-ângulo igual a $19,5^\circ$ em relação ao eixo imaginário do curso da embarcação e se propagam em um ângulo igual a 35° também em relação a esse eixo. Nessa região, surgem dois conjuntos distintos de ondas, um parece emanar da curvatura do barco na proa, chamado sistema divergente, e outro posicionado aproximadamente em

ângulos retos ao curso do barco, chamado sistema transversal (Figura 2).

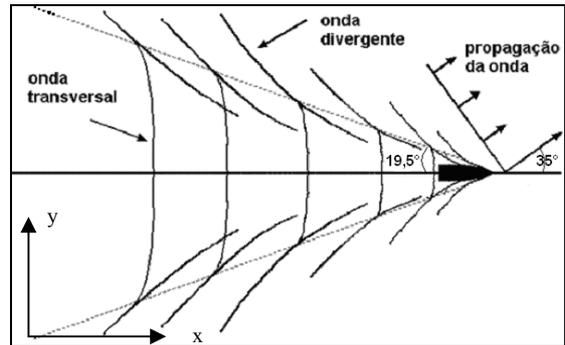


Figura 2 - Padrão Kelvin de ondas de embarcação em águas profundas. Fonte: Coastal Engineering (2002)

Um parâmetro muito importante para caracterizar as ondas em águas profundas é o número de Froude referido ao comprimento da embarcação (F_L). Originalmente proposto por William Froude (1810-1879), durante suas pesquisas para estabelecer leis de semelhança para estudos em escala reduzida da resistência de ondas ao avanço da embarcação, tal número é baseado na razão entre a velocidade e a raiz quadrada do comprimento de um objeto movendo-se em um corpo de água. O número de Froude do comprimento é dado por:

$$F_L = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (1)$$

onde: L é o comprimento da embarcação, V é a velocidade da embarcação e g é a aceleração da gravidade. Em função desse número, o comportamento das ondas transversais e divergentes é analisado.

A celeridade das ondas transversais (C_T) é igual à velocidade do barco. A celeridade das ondas divergentes (C_D) é dada como função também do ângulo de propagação. Tem-se então, segundo Sorensen (1967):

$$C_T = V \quad (2)$$

$$C_D = V \cos\theta \quad (3)$$

$$\theta = 35,27 \left(1 - e^{-12(F_h^{-1})}\right) \quad (4)$$

$$F_h = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (5)$$

onde: F_h é o número de Froude da profundidade, que será discutido adiante, e θ é o ângulo da propagação da onda.

A celeridade da onda está relacionada ao comprimento (λ) e à profundidade local (h) pela relação de dispersão dada pela Teoria Linear, ou seja:

$$C^2 = \frac{g\lambda}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{\lambda}\right) \quad (6)$$

Águas rasas

Em águas rasas, Havelock (1908) aplicando uma aproximação semelhante à de Kelvin, deduziu equações para definir o padrão de ondas divergentes e transversais para velocidades subcrítica e supercrítica em função do número de Froude da profundidade F_h , ou seja, $F_h < 1$ e $F_h > 1$. Em águas rasas, tais ondas sofrem mudanças consideráveis em relação às ondas de águas profundas. Os resultados de Havelock (1908) mostraram que, em águas rasas, podem surgir três diferentes padrões de ondas dependendo do valor de F_h . Desde que seja satisfeita a relação $F_h < 1$ (velocidade subcrítica), o padrão geral das ondas é o mesmo para águas profundas sendo que, para $0 < F_h < 0,7$, o ângulo da envoltória τ , que é o limite da forma em V onde as ondas divergentes e transversais ficam confinadas, apresenta o mesmo valor $19,5^\circ$ como em águas profundas. No intervalo $0,7 \leq F_h < 1$, ocorre um aumento de τ que varia dentro do intervalo $19,5^\circ < \tau < 90^\circ$. Para $F_h = 1$ (velocidade crítica), as ondas transversais e divergentes combinam-se para formar uma simples onda (similar a uma onda solitária segundo Sorensen, 1967) com $\tau = 90^\circ$. Para $F_h > 1$ (velocidade supercrítica), as ondas transversais desaparecem, pois a velocidade da onda não pode exceder a velocidade crítica da embarcação, e somente é encontrado o sistema divergente. Nesta situação, ocorre o inverso, ou seja, para o intervalo $1 < F_h < 3$, ocorre uma diminuição de τ que varia dentro do intervalo $90^\circ < \tau < 19,5^\circ$; para $F_h \geq 3$ tem-se $\tau = 19,5^\circ$ (condição similar ao número de Mach na aerodinâmica). Assim, para $F_h > 1$, o ângulo τ é dado por:

$$\tau = \arcsen\left(\frac{\sqrt{gh}}{v}\right) = \arcsen\left(\frac{1}{F_h}\right) \quad (7)$$

Dessa maneira, a variação dos ângulos da envoltória e da propagação, em relação a F_h (Figura

3), é representada pelas expressões a seguir e pelos gráficos da Figura 4.

Ângulo da Envoltória, τ

$$F_h < 0,7 \Rightarrow \tau = 19,5^\circ \quad (8)$$

$$0,7 \leq F_h < 1,0 \Rightarrow \tau = 19,5^\circ \left(1 + e^{12(F_h-1)}\right) \quad (9)$$

$$F_h \geq 1,0 \Rightarrow \tau = \arcsen\left(\frac{1}{F_h}\right) \quad (10)$$

Ângulo de Propagação, θ

$$F_h < 0,7 \Rightarrow \theta = 35,27^\circ \quad (11)$$

$$0,7 \leq F_h < 1,0 \Rightarrow \theta = 35,27^\circ \left(1 - e^{12(F_h-1)}\right) \quad (12)$$

$$F_h \geq 1,0 \Rightarrow \theta = \arccos\left(\frac{1}{F_h}\right) \quad (13)$$

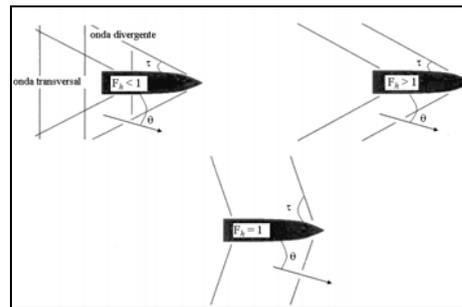


Figura 3 - Esquema ilustrativo dos ângulos da envoltória (τ) e da propagação (θ) em relação à F_h no padrão de ondas em águas rasas. Fonte: Coastal Engineering (2002)

METODOLOGIA

Modelo FUNWAVE para ondas de embarcação

Como já relatado, o modelo FUNWAVE (Wei e Kirby, 1995) é um modelo hidrodinâmico baseado nas equações de Boussinesq que resolve as equações não-lineares de Boussinesq deduzidas por Nwogu (1993). Este modelo reproduz a maioria dos fenômenos relacionados à transformação da onda em fundos de profundidade variável. Para a geração de ondas de embarcações, uma modificação nas equações governantes do modelo FUNWAVE se faz necessária de modo que a forçante geradora seja uma perturbação móvel representada por uma pres-

são hidrostática (Figura 5). A implementação de tal forçante é direta, basta adicionar à equação da quantidade de movimento um gradiente de pressão que provoca perturbações na superfície livre. Tem-se então que as equações de Nwogu (1993), base para o modelo FUNWAVE (Wei e Kirby, 1995) e modificada por Nascimento (2007) para geração e propagação de ondas de embarcação, são as seguintes:

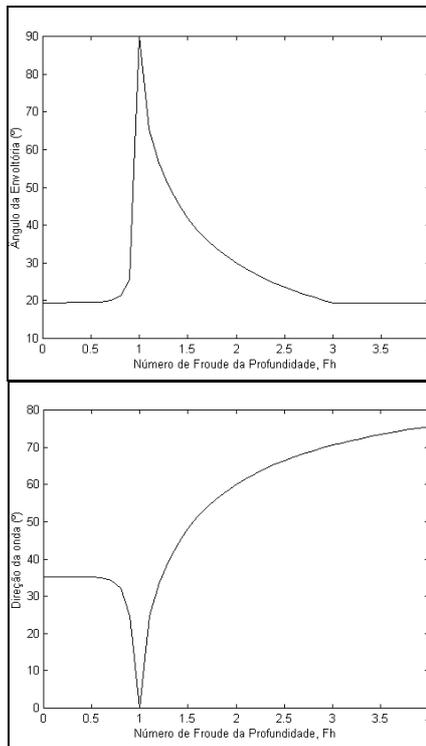


Figura 4 - Variação dos ângulos da envoltória e da propagação em relação à F_h .

Equação da continuidade

$$\eta_t + \nabla \cdot \left\{ (h + \eta) \left[u_\alpha + \left(z_\alpha + \frac{1}{2}(h - \eta) \right) \nabla(\nabla \cdot (h u_\alpha)) \right] + \left(\frac{1}{2} z_\alpha^2 - \frac{1}{6} (h^2 - h\eta + \eta^2) \right) \nabla(\nabla \cdot u_\alpha) \right\} = 0$$

Equação da conservação da quantidade de movimento

$$u_{\alpha t} + (u_\alpha \cdot \nabla) u_\alpha + g \nabla \eta + z_\alpha \left\{ \frac{1}{2} z_\alpha \nabla(\nabla \cdot u_{\alpha t}) + \nabla(\nabla \cdot (h u_{\alpha t})) \right\} + \nabla \cdot \left\{ \frac{1}{2} (z_\alpha^2 - \eta^2) (u_\alpha \cdot \nabla) (\nabla \cdot u_\alpha) + \frac{1}{2} [\nabla \cdot (h u_\alpha) + \eta \nabla \cdot u_\alpha]^2 \right\} + \nabla \cdot \left\{ (z_\alpha - \eta) (u_\alpha \cdot \nabla) (\nabla \cdot (h u_\alpha)) - \eta \left[\frac{1}{2} \eta \nabla \cdot u_{\alpha t} + \nabla \cdot (h u_{\alpha t}) \right] \right\} = - \frac{\nabla P}{\rho} \tag{15}$$

onde: η é a elevação da superfície; h é a profundidade; $u_\alpha = (u, v)$ é o vetor velocidade horizontal na profundidade $z = z_\alpha = -0,531h$; g é a aceleração da gravidade; o índice t indica a derivada parcial relativa ao tempo, $\nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right)$ o operador gradiente

horizontal, e P é pressão móvel. Para verificar a resposta do modelo FUNWAVE à adição de um gradiente de pressão em vista a analisar a propagação da onda gerada, foi escolhida a distribuição de pressão apresentada por Li e Sclavounos (2002) para ser acrescentada às equações do modelo FUNWAVE. Tem-se então:

$$P(x, y) = \rho g D \cos^2 \left(\pi \frac{x}{L} \right) \cos^2 \left(\pi \frac{y}{L} \right) \tag{16}$$

onde: $x = x_0 + Vt$, $0 < t < t_f$

para $-\frac{L}{2} \leq x \leq \frac{L}{2}$ e $-\frac{B}{2} \leq y \leq \frac{B}{2}$

onde: ρ = massa específica da água; D = calado da embarcação; L = comprimento da embarcação; B = boca da embarcação; V = velocidade do centro da embarcação; x_0 = posição inicial da pressão em $t = 0$; t_f = tempo no qual o ponto de aplicação da pressão percorreu a distância Vt_f .

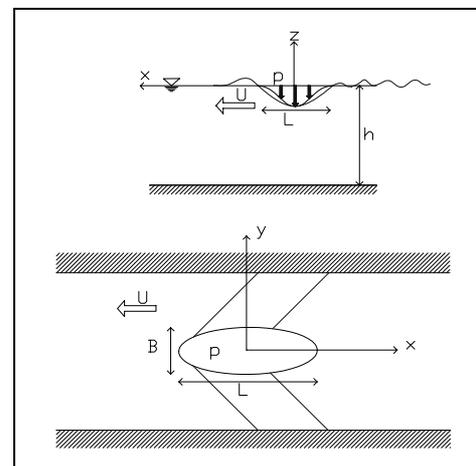


Figura 5 - Representação da pressão móvel como geradora de ondas de embarcação.

Condições de Contorno

Para condições de contorno, o modelo admite contornos absorventes (camada esponja) de

ondas com diferentes frequências e direções, simuladas por termos dissipadores de energia presentes na equação de conservação da quantidade de movimento. Com esta condição, é possível evitar os efeitos nas margens, garantido a absorção da energia da onda.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para avaliar a aplicabilidade do Modelo FUNWAVE modificado, foram simuladas duas diferentes situações de embarcações deslocando-se em canais trapezoidais. Na Tabela 2 são apresentadas as dimensões das embarcações em cada situação e na Figura 6 as respectivas dimensões dos canais para cada modelo simulado.

Tabela 2 – Dimensões das embarcações

Modelos	L (m)	D (m)	B (m)
1	1,80	0,08	0,20
2	1,5	0,061	0,15

Para as condições de cada caso, o domínio foi dividido em segmentos de reta com espaçamento de tamanho Δx e Δy , conduzindo a m_x e n_y pontos de cálculo. Os cálculos foram realizados para passos de tempo Δt , respeitando-se a condição do modelo para o número de Courant, $\left(\Delta t < \frac{0,5 \Delta x}{\sqrt{g h_{\max}}} \right)$, resultando em um tempo total de cálculo denominado n_t .

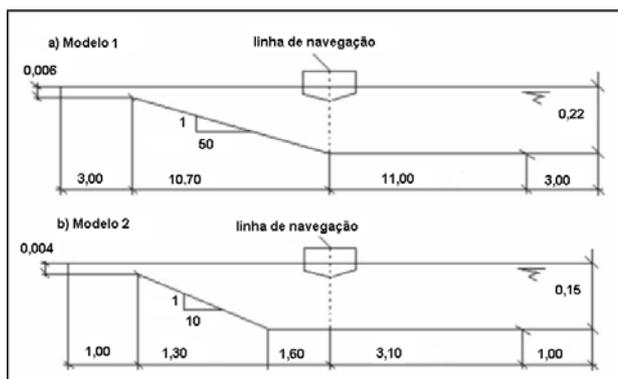


Figura 6 - Geometria dos canais a serem simulados pelo FUNWAVE, indicando a posição da linha de navegação (dimensões em metros).

Na Tabela 3 estão indicados os valores desses parâmetros para cada caso considerado.

Tabela 3 - Parâmetros de cálculo do modelo FUNWAVE

Modelo	Δx (m)	Δy (m)	Δt (s)	m_x	n_y	n_t
1	0,07	0,08	0,01	641	104	2001
2	0,07	0,1	0,01	891	281	3001

Representação dos padrões de onda

Utilizando os dados referentes ao Modelo 1 nas Tabelas 1 e 2, foram simuladas numericamente situações cujos números de Froude da profundidade (F_h) correspondiam a 0,8, 1,0 e 1,1. Com estes valores de F_h foi possível observar diferentes padrões de ondas gerados de acordo com a teoria cujas velocidades das embarcações são, respectivamente, 1,18, 1,47 e 1,62m/s. Para os valores de F_h selecionados, os valores de τ e θ esperados no lado do canal com profundidade constante (Equações 8 a 13) são apresentados na Tabela 4. Os resultados numéricos destes padrões, que são apresentados na Figura 7, mostraram-se em concordância com os resultados previstos pela teoria de Havelock (1908).

Tabela 4 – Ângulos de propagação e envoltória para F_h definidos

F_h	τ (graus)	θ (graus)
0,8	21,27	32,07
1,0	90	0
1,1	65,38	24,62

Refração

Na Figura 7(a, b e c) observa-se claramente o efeito de refração no lado inclinado do canal com o aumento gradual do ângulo da envoltória desde a linha de navegação até o topo da margem. Observa-se a tendência das cristas de onda tornarem-se paralelas ao contorno. O padrão complexo de ondas foge do comportamento típico das ondas regulares descritas pela Lei de Snell. Um estudo mais detalhado do fenômeno de refração das ondas de embarcação deve ser melhor investigado, tanto em modelo físico quanto numérico.

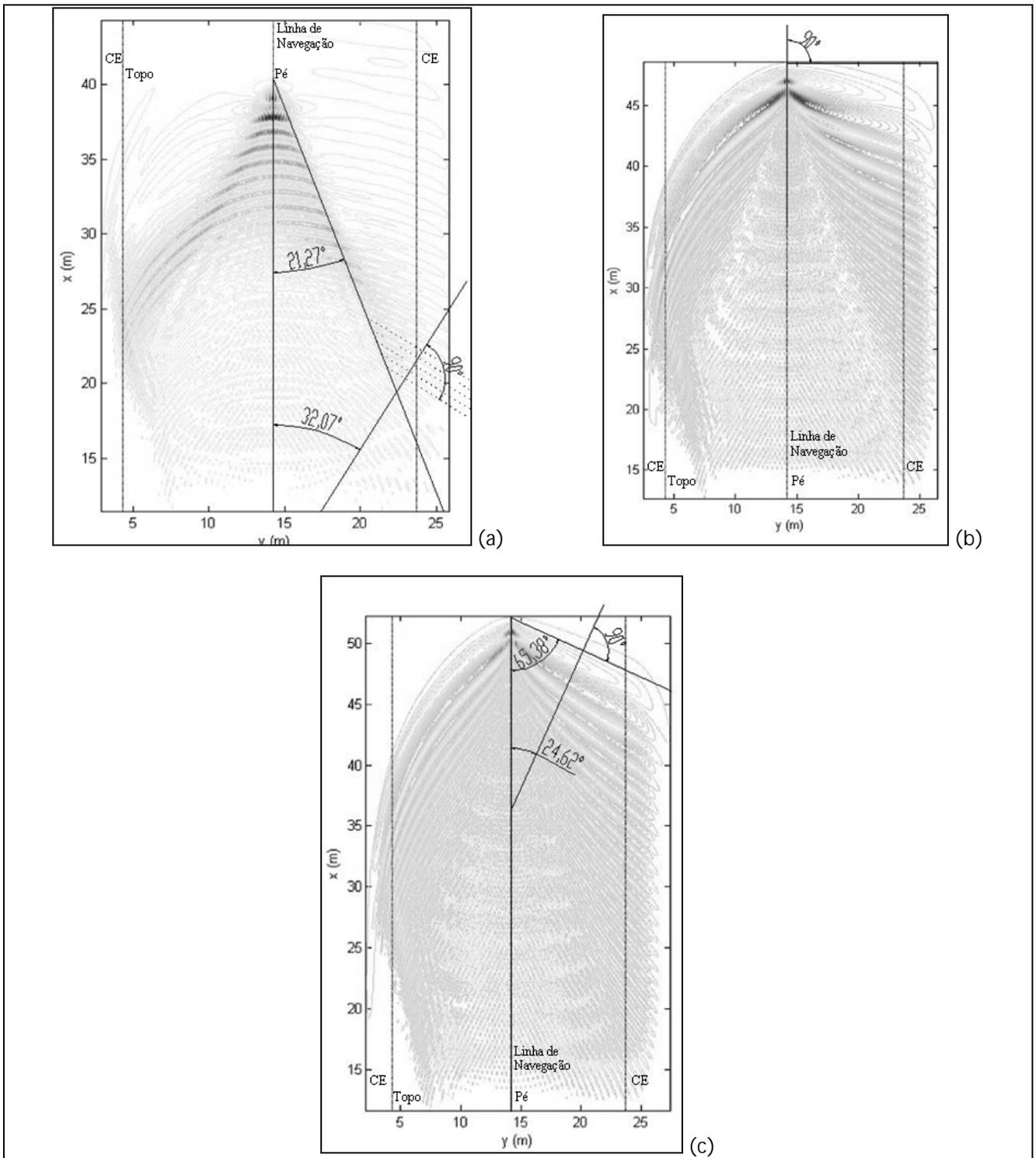


Figura 7 - Padrão de ondas de embarcação gerado para as condições do Modelo 1:
a) $F_h = 0.80$, b) $F_h = 1.0$ e c) $F_h = 1.1$

Arrebentação

Para analisar a aplicabilidade do Modelo FUNWAVE modificado na representação de arrebentação de uma onda de embarcação incidindo na margem, as condições adotadas para embarcação e canal são aquelas referentes ao Modelo 2 nas Tabelas 1 e 2. O Modelo 2 reproduz as condições do experimento realizado por Johnson (1968), que investigou os efeitos da onda de embarcação propagando sobre uma margem inclinada em um canal, com medições de altura de onda obtidas através da técnica da estereoscopia. No resultado apresentado por Johnson (1968) foi possível observar o efeito de arrebentação da onda cuja magnitude (H_b) foi estimada, no instante do registro, como sendo aproximadamente $H_b = 81,28$ cm no protótipo ou $H_b = 8,1$ mm no modelo físico reduzido.

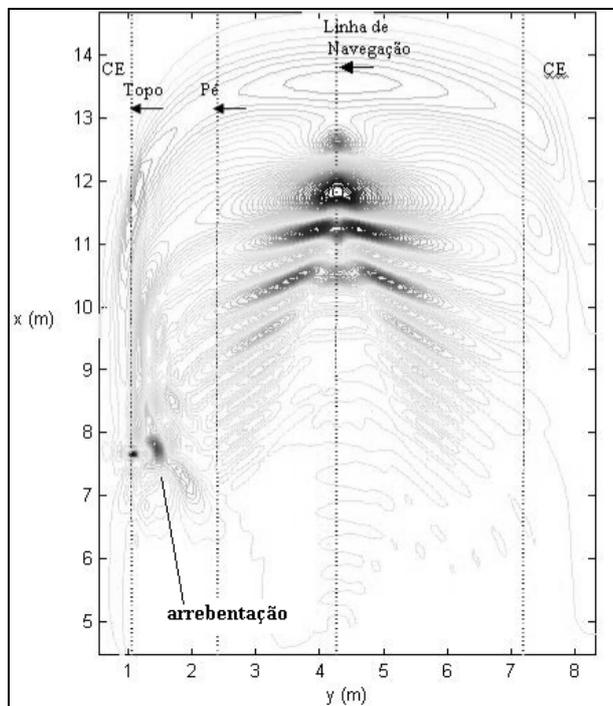


Figura 8 - Padrão de ondas de embarcação gerado para o Modelo 2 (numérico).

O teste de arrebentação foi o que se mostrou mais sensível a variações de declividade do fundo, de profundidade no pé do talude e de número de Froude da profundidade. Foram analisadas 26 combinações desses parâmetros com o objetivo de confrontar os valores calculados das alturas de onda com os valores apresentados por Johnson (1968). A Figura 8 representa a superfície de água perturbada pela embarcação. Observa-se, na margem inclinada,

uma região onde predominam picos de alturas de onda, os quais supõe-se representar a localização de ocorrência da arrebentação, de acordo com a metodologia de observação de Johnson (1968). No experimento de Johnson, a arrebentação ocorre aproximadamente a 4,12 m da popa do barco, enquanto que no modelo numérico este valor é de aproximadamente 3,90 m, ou seja, um erro de 5,3% aproximadamente.

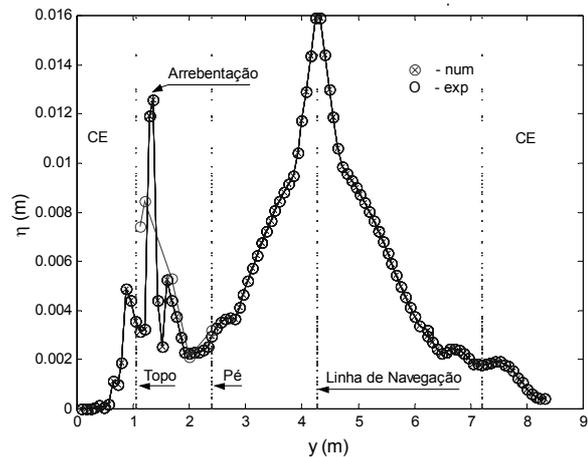


Figura 9 - Comparação entre o comportamento das alturas máximas das ondas geradas para o Modelo Johnson (experimental) e o Modelo 2 (numérico).

Na Figura 9 é representado o comportamento da altura máxima de onda. Comparando com os valores experimentais observou-se um comportamento muito semelhante de ambos os resultados junto ao pé da margem onde a onda sofre um efeito de rebaixamento e logo em seguida começa a se elevar, como efeito de refração (conservação do fluxo de energia) até arrebentar próximo ao topo do talude. O ponto de arrebentação, no entanto apresentou valores diferentes, enquanto H_b (altura de arrebentação) no experimento foi da ordem de 8,0mm, no modelo foi de aproximadamente 12,5mm, ou seja, um erro de aproximadamente 36%, um valor que, em protótipo, torna-se considerável e superestima o valor real.

No entanto, a boa representação do modelo numérico na simulação das cristas da onda antes da arrebentação é um forte indício da adequação do modelo para representar a propagação das ondas. É sugerido então mais análises de calibração dos parâmetros do modelo numérico e comparação com mais dados experimentais, especialmente em modelos de grande escala ou mesmo em situações protótipo.

Levando-se em conta o critério de arrebentação de McCowan tem-se que H_b experimental é da ordem de 10mm e H_b numérico da ordem de 15,625mm, que correspondem aproximadamente com a posição que se encontram nos registros. Não foi possível analisar no registro de Johnson, se a altura de arrebentação observada corresponde à altura máxima de arrebentação, pois o registro é de um determinado instante que pode não ser o instante em que a altura de arrebentação é máxima.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O objetivo deste trabalho foi apresentar o estudo da propagação das ondas de embarcação para águas rasas através da simulação numérica, utilizando um modelo hidrodinâmico que levasse em consideração os efeitos de transformação das ondas em águas rasas. A proposta de investigação foi a modificação do modelo FUNWAVE, de uso corrente em engenharia costeira, que é um modelo numérico de propagação de ondas baseado nas equações de Boussinesq, que reproduz a maioria dos fenômenos relacionados à transformação da onda em fundos de profundidade variável, quais sejam, dispersão em frequência, dispersão de amplitude, difração, refração pelo fundo e por correntes, transferência de energia entre componentes harmônicas e dissipação de energia por arrebentação da onda e atrito de fundo.

A metodologia utilizada para a adaptação do modelo à geração de ondas por embarcação foi a adição de uma pressão móvel na equação da quantidade de movimento. Tal procedimento mostrou-se viável para a utilização do modelo na simulação da propagação de ondas geradas por embarcações.

Os resultados dos padrões de ondas se mostraram adequadamente compatíveis com aqueles descritos na literatura.

Os resultados do efeito de refração mostraram que as ondas do modelo seguem o comportamento típico desse fenômeno, ou seja, a tendência das cristas de ondas ajustarem-se ao contorno do fundo. A aplicação da Lei de Snell para descrever o efeito de refração das ondas de embarcação não se mostrou adequada, devido à forte característica não-linear e ao espalhamento do padrão de onda bidimensional em planta. Este resultado contraria a prática usual em projetos de engenharia de se assemelhar as ondas de embarcação às ondas geradas por vento para estimativa de ação sobre as margens.

O incentivo à experimentação física no que tange analisar o comportamento das velocidades e a propagação da onda se faz pertinente para confirmar os resultados numéricos e estabelecer um modelo conceitual da ação dessas ondas na costa, estabelecendo os parâmetros de velocidade, altura, comprimento e período de onda que realmente atua nestas.

O modelo foi capaz de simular o efeito de arrebentação, mas ainda há a necessidade de calibração dos parâmetros de arrebentação do modelo e também mais resultados experimentais para efeito de comparação.

A validação do modelo FUNWAVE modificado (FUNWAVE+Ship) para a simulação de propagação de ondas de embarcação foi realizada pela comparação dos resultados numéricos com resultados experimentais de casos relatados na literatura. Dessa maneira, o modelo FUNWAVE+Ship apresenta-se como o primeiro modelo de propagação de ondas de embarcação que leva em conta os fenômenos costeiros de refração, arrebentação, geração de correntes e até espraiamento. Este fato representa uma inovação tecnológica pioneira na utilização de modelos de ondas de embarcação que, até então, eram capazes de simular apenas os efeitos de refração e geração de correntes.

Reitera-se assim, a importância de realizações de modelos experimentais para melhor estabelecer conceitos sobre a propagação dessas ondas e a validação dos resultados numéricos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido com recursos do Projeto CAPES/PROCAD 0144/01-0 – “Amigos de Boussinesq – Rede Cooperativa de Pesquisa sobre Hidrodinâmica Costeira de Águas Rasas”, e do “Projeto ONDISA – Monitoramento de Ondas no Lago de Ilha Solteira” – Convênio FINEP 01.05.0958.00, Fundo de Transporte Aquaviário, reunindo equipes da COPPE/UFRJ, da FEIS/ UNESP e do IPH/UFRGS. Os autores agradecem especialmente ao IPH - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, onde ensaios experimentais foram realizados, especialmente ao Prof. Paulo Kroeff de Souza e ao engenheiro Marcelo Joares Patines, pelo desenvolvimento e pela montagem do aparato experimental no canal de velocidades do IPH/UFRGS, cujos resultados serão apresentados em trabalho futuro.

REFERÊNCIAS

- BLUME, A., 2002. "High-speed vessel wake wash". In: *Ship Effects Workshop*, Gulport, MS. In: <http://chl.wes.army.mil/research/navigation/GulfportWorkshop/AlamBlume.pdf>. Acesso em: junho/2002.
- COASTAL ENGINEERING, 2002. "High speed craft wash: Wave generation of HSC". In: http://www.qub.ac.uk/waves/fastferry/hsc/fast_ferry_hp.htm .. Acesso em: julho de 2002.
- BELIBASSAKIS, K.A., 2003. "A coupled-mode technique for the transformation of ship-generated waves over variable bathymetry regions", *Applied Ocean Research*, v. 25, pp.321-336.
- BREBNER, A., HELWIG, P.C., CARRUTHERS, J., 1966. "Waves produced by ocean-going vessels: a laboratory and field study". In: *Proceedings of the 10th International Conference on Coastal Engineering*. American Society of Civil Engineers, pp.455-465, Tokio.
- CASCIOLA, C.M., LANDRINI, M., 1996. "Nonlinear long waves generated by a moving pressure disturbance", *Journal of Fluid Mechanics*, v. 325, p. 399-418.
- DAM, K.T., TANIMOTO, K., NGUYEN, B.T., AKAGAWA, Y., 2006. "Numerical study propagation of ship waves on a sloping coast", *Ocean Engineering*, v. 33, nº 3-4, pp.350-364.
- ERTEKIN, R.C., WEBSTER, W.C., WEHAUSEN, J.V. 1986. "Waves caused by a moving disturbance in a shallow channel of finite width". *Journal of Fluid Mechanics*, v. 169, pp.275-292.
- GALLERY OF FLUID DYNAMICS: "Waves". In: www.eng.vt.edu/fluids/msc/gallery/waves. Acesso em: maio de 2002.
- GALINKIN, M., OLIVEIRA, C.A., CALHEIROS, D.F., 2001. *Retrato da Navegação no Alto Rio Paraguai*. In: CEBRAC/ICV/WWF, Brasília, Brasil, pp.50-51.
- HAVELOCK, T.H., 1908. "The propagation of groups of waves in dispersive media with application to waves on water produced by a traveling disturbance", In: *Proceedings of the Royal Society of London. Series A*, v. 81, pp.398-430.
- JOHNSON, J.W., 1968. "Ship waves in shoaling waters". In: *Proceedings of the 11th Conference on Coastal Engineering*, pp.488-498, London.
- LI, Y., SCLAVOUNOS, P. D., 2002. "Three-dimensional nonlinear solitary waves in shallow water generated by advancing", *Journal of Fluid Mechanics*, v. 470, pp.383-410.
- NASCIMENTO, M.F., 2007. *Estudo numérico da propagação para águas rasas de ondas geradas por embarcações*. Tese de Doutorado em Engenharia Oceânica. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 189p.
- NWOGU, O., 1993. "Alternative form of Boussinesq equations for nearshore wave propagation". *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, v. 119(6), pp.618-638.
- NWOGU, G.O., DEMIRBILEK, Z., 2004. "Numerical modeling of ship-induced currents in confined waterways. In: *Proceedings of the 29th International Conference on Coastal Engineering*, pp.256-268, Lisboa.
- QUEBEC DEPARTMENT OF TRANSPORT, 2003. "St-Laurent Centre". In: <http://lavoieverte.qc.ec.gc.ca> . Acesso em: maio de 2003
- SORENSEN, R.M., 1967. "Investigation of ship-generated waves", *Journal of the Waterways and Harbor Division*, American Society of Civil Engineers, Feb, pp.85-99.
- STOCKSTILL, R.L., BERGER,R.C.; 2001. "Simulating barge drawdown and currents in channel and backwater areas", *Journal Waterways, Ports, Coastal and Ocean Div of*, pp.290-298.
- STOKER, J.J., 1957. "Waves caused by a moving pressure point. Kelvin's theory of the wave pattern created by a moving ship". In: *Water waves the mathematical theory with application*, chapter 8. Interscience Publishers, New York.
- VERHEIJ, H.J., KNAAP, F.C.M. van der, 1995. "River bank erosion in Sarawak, Malaysia". In: *PIANC-PCDC, Third Seminar on Ports and Inland Waterways*, Goa, India. In: [http://www.wldelft.nl/rnd/publ/thema.html?hydro code=Z7C](http://www.wldelft.nl/rnd/publ/thema.html?hydro%20code=Z7C)
- WEI, G., KIRBY, J.T, 1995. "Time-dependent numerical code for extended Boussinesq equations", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, pp. 251-261.
- WILSON JÚNIOR, G., 1999. *Nota técnica sobre o movimento de sedimentos no rio Paraguai durante o período de seca*. In: Relatório sobre a viagem de estudos realizada no rio Paraguai, no trecho Cáceres (MT) a Porto Murtinho (MS), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- WU, T-Y.T., 1987. "Generation of upstream advancing solitons by moving disturbances", *Journal Fluid Mechanics*, v. 184, p. 75-99.

A Boussinesq Model Adapted to Ship Waves Propagation in Shallow Water

ABSTRACT

This paper presents the results of an adaptation of a coastal hydrodynamic numerical model (FUNWAVE) of the Boussinesq class, to simulate the generation and propa-

gation of ship waves in shallow water. This adaptation enables the model to simulate situations of ship waves in navigation canals and waterways, taking into account coastal phenomena such as refraction, breaking, run-up and currents. Validation of the model may help to analyze erosive processes caused by ship waves on the banks of navigation canals, waterways and lakes.

Key-words: ship waves, Boussinesq models, shore processes.

A Utilização da Simulação Dinâmica como Ferramenta de Apoio à Gestão de Bacias Hidrográficas: O Caso do Arroio Dilúvio em Porto Alegre, RS

Othon Fialho de Oliveira

Agência Nacional de Águas

othon.oliveira@ana.gov.br

Carlos André Bulhões Mendes, Francisco Carlos Bragança de Souza

Instituto de Pesquisas Hidráulicas - UFRGS

mendes@iph.ufrgs.br, braganca@iph.ufrgs.br

Recebido: 10/07/07 - revisado: 17/03/08 - aceito: 24/11/10

RESUMO

A utilização de modelos hidrológicos para entender o comportamento do ciclo da água numa bacia hidrográfica é uma prática corrente nas atividades de planejamento do aproveitamento dos recursos hídricos. No entanto, nem sempre tem sido fácil utilizar estes modelos no processo de tomada de decisão. Isto se deve muito ao fato de que para utilizar estes modelos é necessário que os decisores possuam um conhecimento específico sobre os parâmetros que foram modelados. Além disso, a quantidade de elementos que são necessários para descrever o comportamento hidrológico pode dificultar bastante o entendimento do sistema como um todo. Para superar esta dificuldade, é proposta a utilização de modelos de simulação dinâmica baseados nos fundamentos da área de estudos conhecida como “dinâmica de sistemas”, cujo objetivo é estudar sistemas complexos considerando todos seus elementos constituintes simultaneamente. Estes modelos são construídos para facilitar a avaliação de um sistema complexo por meio da análise da influência de cada elemento que o integra sobre os demais e sobre o todo. Considerando-se a bacia hidrográfica como o sistema a ser estudado, foi criado um modelo de simulação dinâmica para apoiar o processo decisório de um caso prático, o Programa Pró-Dilúvio da Prefeitura de Porto Alegre (RS), o qual visa promover ações que conduzam à melhoria da qualidade das águas da Bacia do Arroio Dilúvio através da ação conjunta de diversos órgãos municipais. Entre as dificuldades enfrentadas estão a identificação das áreas críticas da bacia a serem atendidas prioritariamente e a avaliação da possível repercussão em longo prazo das ações no combate à poluição gerada pelo lançamento de efluentes domiciliares e em relação à poluição difusa oriunda das águas pluviais. Entre outras coisas, foi observado que a utilização de modelos de simulação dinâmica permite um maior conhecimento do problema pelos decisores e que a aplicação destes modelos em grupos pode ser bastante útil para facilitar que a negociação da alternativa a ser adotada atinja uma solução de consenso. Apesar destes resultados positivos, verificou-se também que as simplificações realizadas durante a concepção destes modelos podem gerar desconfiança nos usuários ou mesmo induzir a tomada equivocada de decisão.

Palavras-chave: gestão de bacias; simulação dinâmica; soluções de consenso; poluição pontual e difusa.

INTRODUÇÃO

Um dos grandes empecilhos à gestão das águas diz respeito à dificuldade do gestor de definir os pontos críticos a serem atendidos prioritariamente. Isto acontece, em grande parte, devido à dificuldade de filtrar as informações existentes para se obter parâmetros que permitam analisar de maneira eficaz a situação. Neste sentido, é necessário que tanto as informações sejam consistentes, quanto

tenham utilidade prática para os tomadores de decisão, ou seja, não sirvam apenas para compor um banco de dados.

Como se parte do princípio que a informação deve ser útil para o gestor, então nada mais natural que sua identificação seja feita abordando-se todos os aspectos considerados como relevantes pelos mesmos. Dessa forma, a realização de entrevistas ou a elaboração de questionários que procurem identificar estes aspectos é fundamental. Neste trabalho, optou-se por identificar estas informações através de entrevistas. Além disso, para que fosse

possível estabelecer uma regra de identificação destes parâmetros, utilizaram-se os conceitos de indicadores e modelo PSR (Pressão-Situação-Resposta).

Além da dificuldade de se identificar estes aspectos a serem considerados dentro do modelo de suporte à decisão, existe a dificuldade prática concernente a sua própria utilização. Sabe-se que existe uma distância muito grande entre o que é desenvolvido pelos estudiosos e o que é feito por quem trabalha apenas no meio prático. Dentre as dificuldades identificadas, pode-se citar a falta de intimidade dos tomadores de decisão com relação aos novos modelos. Os decisores, por não entenderem os mecanismos por detrás de um determinado modelo, acabam desconfiando de seus resultados e optando por técnicas mais simples que dominam. Às vezes, até mesmo a própria complexidade dos modelos os torna inadequados para usuários pouco experientes e que desejam apenas obter uma estimativa preliminar. Além disso, a grande quantidade de parâmetros normalmente requeridos para executar alguns modelos os torna pouco atraentes.

Neste trabalho, propõe-se o desenvolvimento de um modelo simplificado para representar os processos físicos envolvidos com a geração de poluição na bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio, em Porto Alegre (RS), com a finalidade de auxiliar os gestores a simularem diferentes políticas e ações. O modelo foi desenvolvido junto ao Programa Pró-Dilúvio da Prefeitura de Porto Alegre, o qual é encarregado de propor ações que conduzam à melhoria da qualidade das águas do Arroio Dilúvio através da ação conjunta de diversos órgãos municipais.

A identificação dos indicadores que representam o problema foi feita a partir de entrevistas realizadas com membros do programa. Depois de construído, o modelo foi testado e avaliado numa sessão especial, onde participaram tanto os membros do Programa quanto outros técnicos das instituições integrantes. As alternativas simuladas foram construídas durante a sessão e, ao final, os participantes receberam um questionário de avaliação.

MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção, são descritos sumariamente a área de estudo, o processo de obtenção dos indicadores, a construção das relações entre as variáveis e a formulação do modelo de simulação dinâmica.

Área de Estudo

Com uma área total de 77,9km² distribuídas entre os municípios de Viamão e Porto Alegre, a Bacia do Arroio Dilúvio possui uma população estimada em 523 mil habitantes em 2006. Próximo às cabeceiras, na divisa dos municípios, o Dilúvio se une a alguns arroios para formar a Represa da Lomba do Sabão, onde são captados cerca de 3,6% da água bruta destinada aos consumidores de Porto Alegre. Ao longo do Dilúvio existe também uma das principais avenidas de Porto Alegre, a Ipiranga, a qual serve como eixo de integração subúrbio-centro das atividades socioeconômicas. A figura 1 situa a Bacia do Dilúvio nos municípios de Porto Alegre e Viamão.

Apesar da importância do Dilúvio, a população que convive ou circula na área sofre constantemente com a poluição, o mau aspecto das águas e os odores desagradáveis. Grande parte da poluição gerada no Arroio é proveniente do lançamento irregular de esgotos domiciliares na rede pluvial. Há também a poluição gerada pela lavagem dos poluentes acumulados na superfície do solo pela ação da chuva. De Luca et al. (1990) avaliaram as águas das chuvas e da drenagem superficial na Região Metropolitana de Porto Alegre e alertaram para o fato de que a poluição gerada pela lavagem da superfície do solo pode ser tão grave quanto a poluição de fontes pontuais.

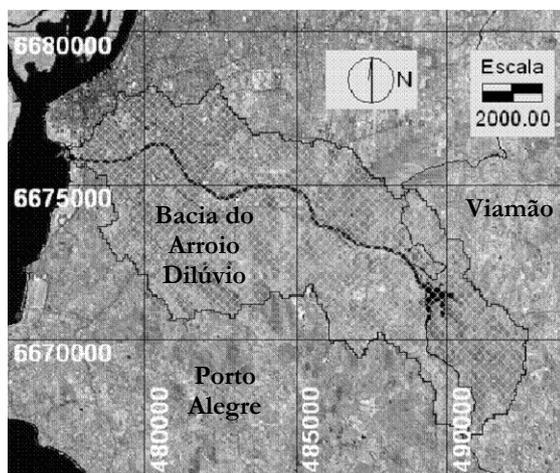


Figura 1 - Localização da Bacia do Arroio Dilúvio.

Utilizando-se os dados do censo de 2000 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2000) referente aos 818 setores censitários compreendidos entre Viamão e Porto Alegre que fazem

parte da Bacia do Arroio Dilúvio, observa-se que cerca de 51% da população é atendida por esgotamento sanitário, 97% por coleta de lixo e 94% por abastecimento d'água. Em relação às redes de esgotos, os dados mostram também que a situação é mais precária em Viamão, na cabeceira da Bacia.

Para solucionar o problema da poluição na Bacia, a Prefeitura de Porto Alegre lançou, em 2005, o Programa Pró-Dilúvio. O programa conta com a participação de diversos órgãos municipais e se propõe, entre outras coisas, a executar ações de monitoramento, de levantamento das principais fontes de poluição, de fiscalização, de licenciamento ambiental, de manutenção das redes de esgoto e pluvial e de educação ambiental.

Indicadores

A discussão se o desenvolvimento da sociedade é sustentável do ponto de vista econômico, ambiental e social fez com que muitos países avançassem nas políticas de prevenção. Com isso, aumentou também o interesse em avaliar o nível de eficiência na implementação das políticas e se estas satisfazem os objetivos pré-estabelecidos, o que têm motivado o desenvolvimento de indicadores como uma ferramenta de suporte à decisão e de avaliação do desempenho das políticas (Organization for Economic Co-operation and Development - OECD, 2001). A OECD (2003) definiu alguns critérios a serem considerados na definição dos indicadores apropriados para representar um contexto decisório, entre os quais se destacam:

- **Relevância e utilidade para os usuários:** o indicador deve dar uma visão representativa das condições ambientais, pressões sobre o ambiente ou respostas da sociedade; deve ser simples, sensível a mudanças e hábil para mostrar tendências; deve fornecer uma base para comparações; e, deve ter um valor limite ou de referência;
- **Profundidade analítica:** o indicador deve estar teoricamente bem fundamentado em termos técnicos e científicos; deve estar baseado em padrões gerais e num consenso geral; e, deve se prestar a elos com modelos econômicos, previsões e sistemas de informação;
- **Mensurabilidade:** os dados necessários para caracterizar o indicador devem ser adquiridos numa razoável relação custo/benefício que viabilize sua atualização regular. Estes

dados também devem estar bem documentados e devem possuir uma qualidade confiável.

Para auxiliar no procedimento de escolha dos indicadores, a OECD desenvolveu modelos baseados nas relações de causa e efeito existentes entre as ações humanas e suas repercussões no meio. Estes modelos apresentam uma estrutura básica similar, representada no modelo PSR - Pressão/ Situação/Resposta ().

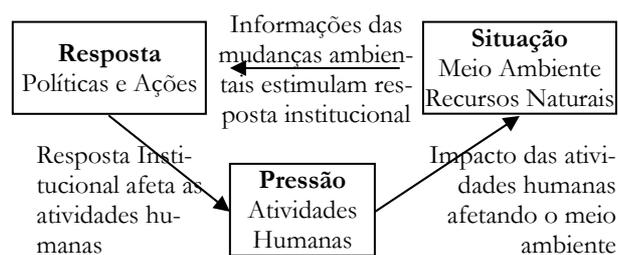


Figura 2 - Representação típica do modelo PSR (Fonte: FAO, 2006).

Os indicadores associados à Pressão se referem normalmente às atividades humanas (indústria, agricultura, etc), enquanto que os indicadores de Situação refletem as condições ambientais (atmosfera, água, solo, recursos naturais, saúde humana, bem-estar, etc) e os indicadores de Resposta se relacionam aos instrumentos usados para gerenciar o meio ambiente, tais como taxas sobre a utilização do recurso natural.

Os Indicadores também podem ser agrupados na forma de índices. Como exemplo, pode-se citar o índice de desenvolvimento humano (IDH), que é bastante usado para avaliar as políticas sociais, ou o Produto Interno Bruto, que é utilizado para avaliar a riqueza de um país. Além disso, decisores e técnicos trabalham com informações em diferentes escalas, enquanto aqueles trabalham com informações reduzidas para poder definir claramente o rumo das ações, os técnicos necessitam de informações bem precisas para elaborar projetos.

Neste trabalho, os indicadores foram identificados a partir de entrevistas realizadas com membros do grupo Pró-Dilúvio. Após colher as informações, os dados foram organizados e interpretados de acordo com o modelo PSR.

Dinâmica de Sistemas

A Dinâmica de Sistemas teve início no final da década de 50 através dos estudos de Jay Forrester sobre processos industriais no MIT (Massachusetts Institute of Technology) e é um método para estudar o mundo ao nosso redor. Ao contrário de alguns pesquisadores que estudam apenas uma parte do sistema, os pesquisadores desta área do conhecimento analisam as coisas como um todo. O conceito central na dinâmica do sistema é entender como todos os objetos em um sistema interagem entre si (MIT SDEP, 2010).

Ao se encarar um objeto em estudo como um sistema é possível estabelecer diversas relações entre seus elementos. Através destas relações, uma simples variável pode afetar outras variáveis no tempo, as quais podem voltar a afetar a variável original, e assim por diante. O conjunto de relações entre estes elementos constituirá o modelo de comportamento do sistema. A dificuldade de se avaliar sistemas complexos faz com que pesquisadores tendam a discretizar o objeto e analisar suas partes. Com o intuito de avaliar o todo simultaneamente, constrói-se um modelo de simulação dinâmica a partir das relações entre os elementos do sistema.

Os modelos de simulação dinâmica têm ganhado popularidade nos últimos anos e, em consequência disto, alguns pacotes computacionais foram desenvolvidos para auxiliar na elaboração dos modelos. Rizzo et al. (2006) avaliaram o balanço de energia de uma superfície úmida através dos softwares de simulação dinâmica STELLA 5.0, MADONNA 7.0.2, GOLDSIM 7.51.100 e SIMULINK 4.1.2.4 e verificaram que os modelos se ajustam bem ao cálculo pretendido, mas variavam de acordo com a capacidade computacional e com a facilidade de manuseio.

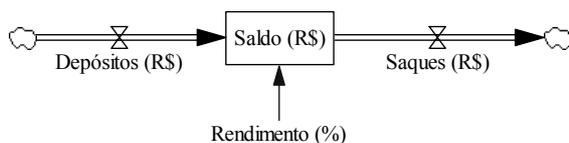


Figura 3 - Exemplo ilustrando uma estrutura bastante usada nos modelos de simulação dinâmica.

Vários dos pacotes computacionais adotam uma representação semelhante das variáveis do modelo de simulação dinâmica. Basicamente estas variáveis se distinguem em três grupos: estoque ("level"), que representa um acúmulo; taxa ("rate"), que representa a taxa de fluxo que altera o estoque;

e, auxiliares. A figura 3 ilustra um caso bem elementar do saldo de uma conta poupança, onde o saldo é a variável de estoque, as diferenças entre os saques e os depósitos representam a taxa de acúmulo e a variável auxiliar é a taxa de rendimento que incide sobre o saldo. De uma maneira geral, esta representação pode ser bastante útil para fornecer uma visão global das relações dos componentes do sistema, pois, uniformiza a representação gráfica.

Independente da maneira como se representam e se manipulam os objetos constituintes do modelo, é fundamental destacar que o usuário deve ter facilidade em interpretar o modelo e fazer simulações, de forma a favorecer a utilização do mesmo como ferramenta de suporte à decisão. Desta forma, a concepção de um modelo por meio de programação computacional pode até ser mais recomendada, pois permite que o desenvolvedor utilize sua capacidade criativa para elaborar um modelo que se ajuste melhor aos propósitos.

Escolhida a forma como será desenvolvido o modelo de simulação dinâmica, parte-se para a concepção propriamente dita. Stave (2003) cita os passos básicos para análise de um sistema dinâmico:

1. Definição do problema: onde são observados os aspectos-chave que serão modelados;
2. Descrição do sistema: engloba a identificação da estrutura causal entre os elementos constituintes do sistema;
3. Desenvolvimento do modelo: é a representação gráfica da dinâmica da estrutura;
4. Validação do modelo: é a aplicação em cenários de referência para verificar a consistência e a influência das considerações simplificadoras;
5. Uso do modelo para análise de políticas e ações: uma vez validado, o modelo pode ser usado para verificar as ações ou políticas de governo;
6. Uso do modelo para comunicação: é a utilização do modelo para conscientizar a população sobre o impacto das políticas e ações.

Os dois primeiros itens se referem à preocupação com o reconhecimento do problema e a descrição do sistema, a partir da identificação dos elementos essenciais a serem considerados no modelo e do entendimento da relação existente entre eles. Os dois seguintes tratam da construção e validação do modelo, enquanto os dois últimos são a aplicação do modelo como ferramenta de suporte à decisão e conscientização pública.

RESULTADOS

Nesta seção são apresentados os critérios de avaliação das alternativas e o modelo PSR gerado como resultado das entrevistas e o modelo de simulação dinâmica elaborado para auxiliar o processo de decisão.

Critérios de avaliação e Modelo PSR

Os critérios de avaliação do modelo foram estabelecidos a partir da interpretação, segundo os conceitos do Modelo PSR, das informações de duas entrevistas realizadas com integrantes do grupo Pró-Dilúvio, a coordenadora do programa e funcionária da Secretaria Municipal de Meio Ambiente (SMAM) e uma representante do Departamento Municipal de Água e Esgotos (DMAE). Os critérios para representação do modelo são descritos a seguir:

TEMA: Aspecto técnico-ambiental.

Poluição Difusa

Pressão: Deposição de lixos e outros poluentes na superfície do solo;

Situação: Chuvas arrastam os poluentes e contaminam o corpo receptor (aumento das concentrações e cargas de poluentes);

Resposta: Controle das fontes com medidas não estruturais (áreas verdes, coleta e disposição correta do lixo, educação, etc) e estruturais (bacias de retenção, pavimento poroso, etc).

Poluição Pontual

Pressão: Lançamento de poluentes diretamente no corpo receptor;

Situação: Contaminação direta do corpo receptor (aumento das concentrações e cargas de poluentes);

Resposta: Identificação, fiscalização e correção das fontes de poluição.

Indicador: índice de qualidade da água

TEMA: Aspecto político-institucional

Recursos financeiros

Pressão: Falta de investimento;

Situação: Processos de degradação continuam a aumentar (problemas com ligações irregulares, rede de esgotamento, etc);

Resposta: Obter mais recursos (Fundo Municipal, participação de empresas, captação externa e outras fontes).

Fragilidade institucional

Pressão: Falta de coordenação política;

Situação: Ações de intervenção ineficientes (morosidade, aumento dos custos, etc);

Resposta: Pressão na classe política, mudança da estrutura institucional, etc.

Indicador: percentual da população sem redes de esgotamento sanitário ou pluvial

TEMA: Aspecto político-social

Ocupação do solo

Pressão: Crescimento populacional desordenado;

Situação: Aumento do escoamento superficial, com aumento das cargas poluidoras;

Resposta: Definição de limites máximos de ocupação.

Uso do solo

Pressão: Mudança da cobertura natural do solo;

Situação: Aumento do escoamento superficial e mudança dos tipos de poluentes;

Resposta: Controle e zoneamento urbano.

Indicador: relação entre a densidade habitacional real e a recomendada pelo Plano Diretor de Porto Alegre

Os critérios de avaliação podem também ser apresentados sinteticamente na forma de uma árvore de hierarquia dos critérios (Figura 4). A vantagem básica desta representação é a imediata visualização dos critérios.

Modelo de Simulação Dinâmica

Antes de tudo é importante lembrar que o modelo não é o objetivo deste trabalho, mas apenas um meio, e por esta razão a representação dos elementos deve estar ajustada com a finalidade pretendida. O objetivo principal é dar suporte aos decisores através da melhoria da compreensão que os mesmos têm sobre o contexto decisório. Isto não significa dizer que serão negligenciados aspectos relevantes, mas que apenas o mais importante é a compreensão do funcionamento integrado do sistema e da ordem de grandeza relativa das variáveis para que se possa indicar em que sentido devem ser as medidas a serem tomadas para mitigar o problema.

Para atender ao que se propõe, o modelo de simulação deste trabalho deve contemplar os critérios definidos anteriormente, deve permitir que o meio físico seja caracterizado adequadamente e deve ter uma interface amigável que permita realizar alterações dos parâmetros durante a simulação. Além disso, é interessante que os diversos cenários de alternativas simulados recebam uma pontuação de acordo com os critérios estabelecidos, para facilitar as comparações de cenários.

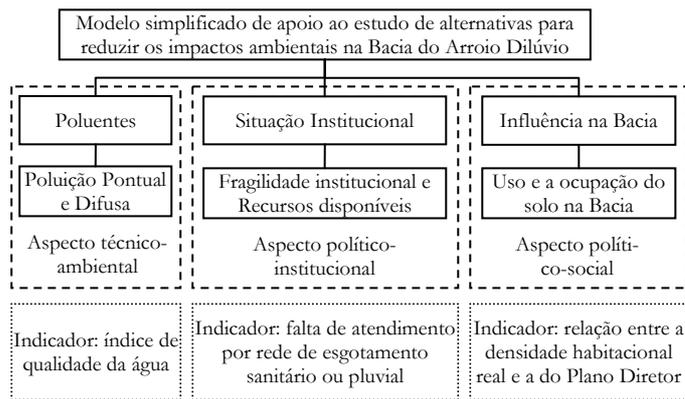


Figura 4 - Hierarquia dos critérios de avaliação.

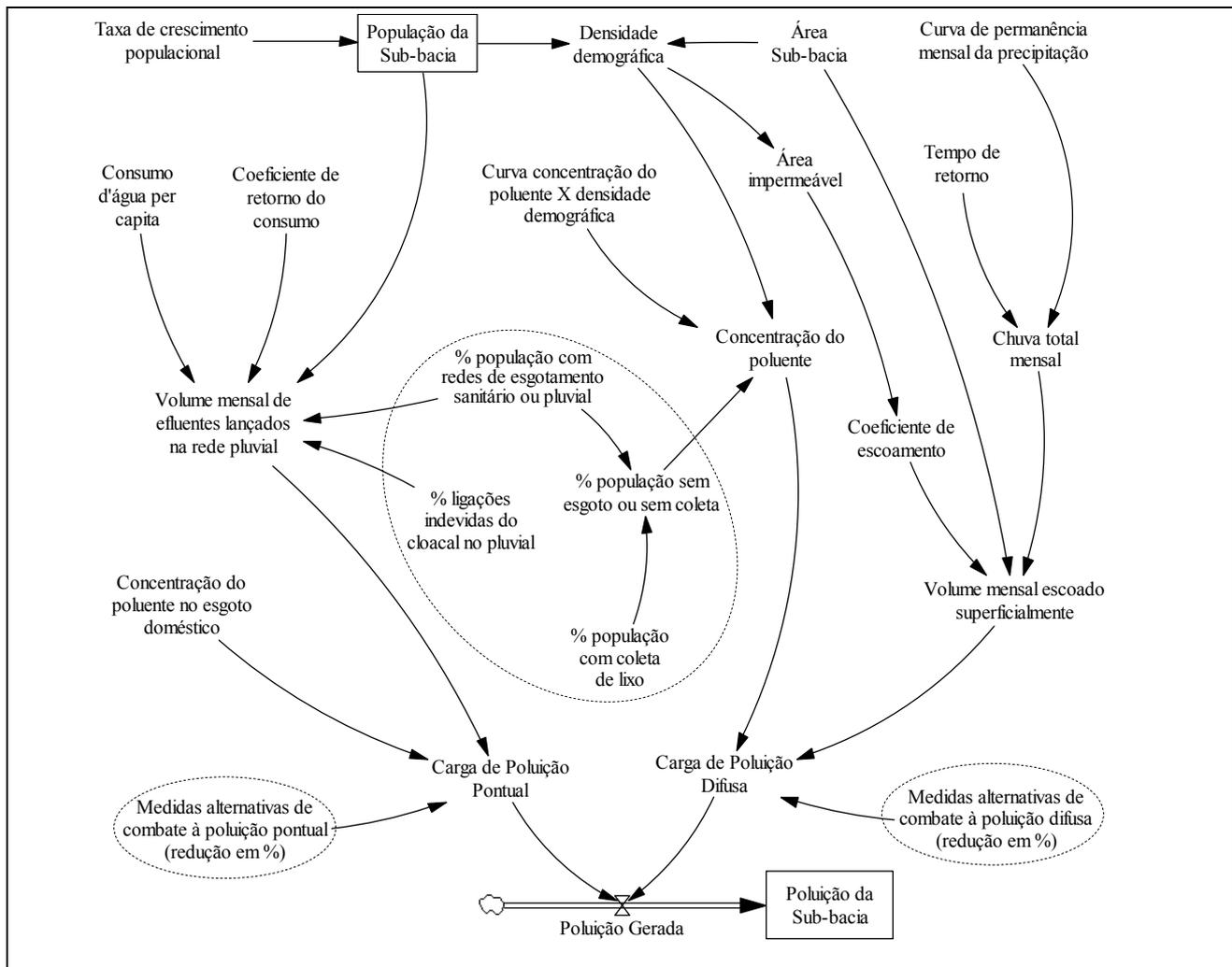


Figura 5 - Representação esquemática do processo físico.

Desta forma, o modelo de simulação dinâmica é composto por dois módulos básicos:

1. **Representação física do processo:** é a descrição das principais variáveis envolvidas no processo de poluição da Bacia do Dilúvio e da relação de causa e efeito existente entre elas. É útil para ajudar o decisor a entender como funciona o mecanismo de poluição na Bacia e a repercussão de suas decisões.
2. **Avaliação das alternativas:** é quando o cenário estabelecido para toda a bacia é avaliado de acordo com os critérios estabelecidos e recebe uma pontuação para cada um deles, além de uma nota global. Esta avaliação serve de referência para comparação com outros possíveis cenários.

Além dos dois módulos, o modelo de simulação dinâmica proposto incorpora características de um Sistema de Informações Geográfico (SIG) e de um avaliador de problemas multicritério. O componente SIG é devido à apresentação dos dados de forma distribuída no espaço, onde cada uma das 26 sub-bacias do Arroio Dilúvio possui um conjunto de informações que alimentam o módulo de representação física do processo, cujos resultados servem de entrada para o módulo de avaliação das alternativas.

Representação física do processo

Para cada uma das 26 sub-bacias do Arroio Dilúvio foi definido um conjunto de variáveis para representar os principais processos físicos envolvidos na geração e no transporte dos poluentes. O estabelecimento das relações entre as variáveis desses processos foi feito assumindo-se como pressuposto básico o fato de que a urbanização agrava os problemas ambientais e interfere nas variáveis que os representam. Segundo Drew (1983) apud Bollmann (2003), virtualmente todos os aspectos do ambiente são alterados pela urbanização. Bollmann (2003) comenta ainda que, regra geral, a intensidade da mudança está ligada à densidade da área edificada e à extensão da ocupação.

Em relação à forma como a poluição ocorre, podem-se considerar dois tipos de fontes: a difusa e a pontual. De uma forma geral, a poluição pontual se refere às cargas lançadas diretamente no meio ambiente ou curso d'água por uma fonte que pode ser facilmente identificada e a poluição difusa corresponde à poluição gerada pela "lavagem" dos poluentes acumulados na superfície do solo durante as chuvas.

Nas cidades, a poluição pontual está ligada normalmente ao despejo irregular de efluentes na rede de drenagem pluvial. A produção per capita de efluentes e a concentração dos diversos poluentes nestas águas podem ser estimados a partir de valores médios apresentados na literatura, destacando-se o consagrado trabalho de Von Sperling (1996).

Em relação à poluição difusa, alguns pesquisadores têm se dedicado a estudar a concentração de poluentes nas águas pluviais em áreas com diferentes graus de urbanização, com destaque ao trabalho realizado por Bollmann (2003) em Porto Alegre. Através das relações entre a concentração de poluentes e a densidade populacional apresentadas pelo autor, é possível estimar a produção total de cargas difusas em áreas urbanas.

As estimativas de poluição pontual e difusa permitem estabelecer um modelo empírico de geração de poluição. Este modelo deve ser usado com ressalvas e apenas para fins de suporte à decisão, pois fornece apenas um indicativo da realidade, uma vez que simplifica processos bem mais complexos e desconsidera, por exemplo, a alteração das concentrações dos poluentes não-conservativos na contabilização das cargas.

As variáveis utilizadas, bem como a relação entre elas, são mostradas na Figura 5. O equacionamento matemático completo do modelo pode ser obtido em Oliveira (2006).

Avaliação das alternativas

Os dados do processo físico alimentam o módulo de avaliação das alternativas, que é composto pelos critérios (ou "Pontos de Vista Fundamentais"): *Poluentes (PVF-1)*, *Situação Institucional (PVF-2)* e *Influência na Bacia (PVF-3)*. Estes critérios são medidos através dos seus indicadores, que são o índice de qualidade das águas, a falta de atendimento por rede de esgotamento sanitário ou pluvial e a relação entre a densidade habitacional real e a do Plano Diretor, respectivamente.

Os resultados obtidos nesta etapa seguem uma mesma escala, de acordo com as preferências dos decisores. Nesta escala, há dois níveis de referência: neutro, que recebe o valor "0", e bom, que recebe o valor "100". Os valores abaixo do nível neutro correspondem às alternativas que se encontram abaixo da expectativa (insatisfatórias) e os valores acima do nível bom se referem àquelas que superam as expectativas. Os detalhes sobre o desenvolvimento do método podem ser obtidos em Oliveira (2006).

Alguns cenários simulados

Com o objetivo de se construir um modelo de mais fácil compreensão e manipulação e com a possibilidade de apresentar resultados de diferentes maneiras (mapas, tabelas e gráficos), optou-se por desenvolver o modelo de simulação dinâmica por meio de programação computacional, tendo sido utilizado o software *Delphi Borland 5.0*.

Para ilustrar a utilização do modelo e sua capacidade de gerar aprendizado, são apresentados alguns dos cenários simulados, que representam diferentes políticas de saneamento. Os cenários foram construídos modificando os valores dos seguintes parâmetros presentes na Figura 5: o percentual da população atendida pelo serviço de coleta de lixo; o percentual da população atendida por rede de esgotamento sanitário; o percentual da população que faz ligação indevida do esgoto cloacal no pluvial; e, as medidas alternativas de redução da poluição pontual e difusa. As descrições dos cenários e das alterações em relação à situação atual são descritas a seguir:

- **Cenário 01:** Ausência de política de saneamento. Neste cenário não haverá alteração do quadro estrutural da bacia. Corresponde, portanto, à pior situação;
- **Cenário 02:** Política intensa de aumento no atendimento da população por coleta de lixo em 5 anos. Implica no aumento do atendimento do serviço de coleta de lixo linearmente até o ano 2011, até alcançar 99,9% em as todas sub-bacias;
- **Cenário 03:** Política de ampliação da rede de esgotos existente em 10 anos. Implica no aumento do atendimento por rede de esgotos linearmente até o ano 2016, até alcançar 99,9% em todas sub-bacias;
- **Cenário 04:** Política intensa de fiscalização e reparo das ligações indevidas. Implica na redução linear das ligações indevidas em 4 anos (até o ano 2010), até alcançar 1%, pata-tamar que será mantido até o ano 2026;
- **Cenário 05:** Política integrada de saneamento em longo prazo (20 anos). Corresponde a um aumento linear no atendimento por rede de esgotos e coleta de lixo entre os anos 2007 e 2026 até alcançar 99,9% em todas sub-bacias, com implementação de medidas estruturais e não estruturais alternativas, para redução de 5% da poluição difusa

e pontual, e redução linear das ligações indevidas até alcançar 1% no mesmo período;

- **Cenário 06:** Política de intervenção localizada. Atua nas sub-bacias responsáveis pela maior carga poluidora. Promove a ampliação da rede de esgotos e a redução das ligações indevidas nas sub-bacias 2, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 11 e 23, esta última com a maior parte em Viamão.

Para exemplificar os resultados, apresentam-se os gráficos das concentrações da demanda bioquímica de oxigênio ($DBO_{5\text{dias},20^{\circ}\text{C}}$), medidas em mg/l. Este parâmetro foi escolhido entre os demais do modelo porque já é bastante utilizado para avaliar a qualidade de um corpo d'água. O eixo da abscissa representa o Arroio Dilúvio, de jusante a montante (figuras 6 a 12).

De uma forma geral, observa-se um aumento da concentração da DBO ao longo do Dilúvio, caso nenhuma medida seja tomada (Figura 7). Além disso, aumentar o serviço de coleta pode afetar muito pouco na melhoria da qualidade das águas (Figura 8), uma vez que cerca de 97% da população da bacia já dispõe deste serviço.

Pelo cenário 3 (Figura 9), observa-se que uma política de expansão da rede que não prevê a fiscalização e o controle dos lançamentos irregulares pode ser ineficaz. Da mesma forma, pode ser ineficaz reduzir as ligações irregulares (Figura 10) sem expandir a rede.

Como era de se esperar, uma política integrada de saneamento (Figura 11), atacando todas as causas do problema, é a mais efetiva. Contudo, deve-se ter em mente que uma solução tão abrangente certamente terá um custo associado bastante elevado em relação às demais, por isso é interessante estudar alternativas que ajam diretamente nos focos mais significativos de geração de poluição. O cenário 6 (Figura 12) ilustra uma configuração intermediária de implementação da política integrada de saneamento, pois atua apenas onde o problema gera efeitos mais graves.

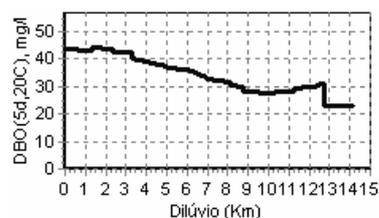


Figura 6 - Estado atual, em maio de 2006.

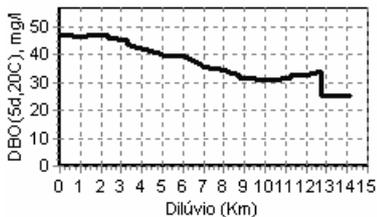


Figura 7 - Cenário 01, em maio de 2026.

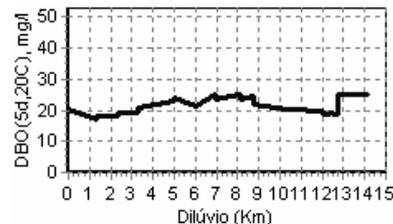


Figura 12 - Cenário 06, em maio de 2026.

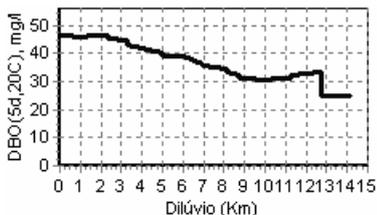


Figura 8 - Cenário 02, em maio de 2026.

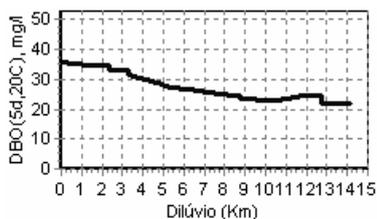


Figura 9 - Cenário 03, em maio de 2026.

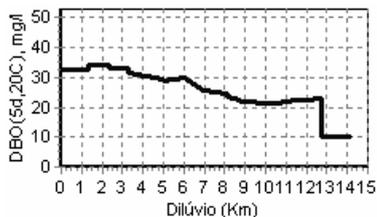


Figura 10 - Cenário 04, em maio de 2026.

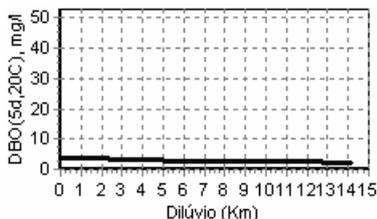


Figura 11 - Cenário 05, em maio de 2026.

Concluído o módulo de representação física do processo, pode-se ter uma idéia da repercussão das diferentes alternativas de gestão. Contudo, a escolha de qual rumo deve ser adotado é um processo mais complexo e depende das preferências dos decisores. Para apoiar esta escolha, são utilizados os dados do módulo de avaliação da alternativa. Convém lembrar que as notas deste módulo se referem a uma média sobre todos os anos, sendo assim, os cenários recebem notas piores nos primeiros anos, o que leva o desempenho total para baixo. Assim, para que uma alternativa receba uma nota melhor, é necessário que a mesma contemple ações de curto, médio e longo prazo. Os resultados do módulo de avaliação da alternativa são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Avaliação Global e segundo os critérios PVF-1, PVF-2 e PVF-3 dos cenários.

Cenários	Nota Global	PVF-1 (Poluentes)	PVF-2 (Situação Institucional)	PVF-3 (Influência na Bacia)
01	-51,80	-235,14	-10,00	95,31
02	-51,71	-234,87	-10,00	95,31
03	-22,31	-222,09	65,93	95,31
04	-51,17	-233,29	-10,00	95,31
05	-25,70	-207,63	40,74	95,31
06	-37,46	-223,51	21,48	95,31

Como era de se esperar, o cenário 5 é o que obteve o melhor resultado em termos de qualidade das águas, a qual, ainda assim, é considerada insatisfatória (menor que o nível de referência "0").

Sob o critério PVF-2, os cenários 3, 5 e 6 foram os que obtiveram um melhor desempenho, devido a um investimento maior em ampliação das redes de esgoto, o que retrata uma situação político-institucional mais favorável. O cenário 3 obteve um desempenho ainda melhor porque os investimentos foram feitos num período de tempo menor.

Como nenhuma das alternativas contemplou ações que atuaram sobre o uso e ocupação do solo na Bacia, então os valores do PVF-3 foram iguais.

Em relação às notas globais das alternativas, a que apresentou melhor desempenho foi a 3ª. Caso os pesos dos critérios sejam alterados, então uma outra alternativa pode obter um desempenho global melhor.

Além de apresentar os resultados em forma de gráficos e tabelas, o modelo apresenta também a distribuição espacial de algumas variáveis analisadas (Figura 13) com o intuito de facilitar a interação dos usuários com a ferramenta computacional, o que contribui para uma redução do tempo gasto na interpretação dos resultados.

Uma discussão mais aprofundada destes resultados e uma explicação detalhada de todas as funcionalidades do modelo de simulação dinâmica construído para este estudo de caso podem ser encontradas em Oliveira (2006).

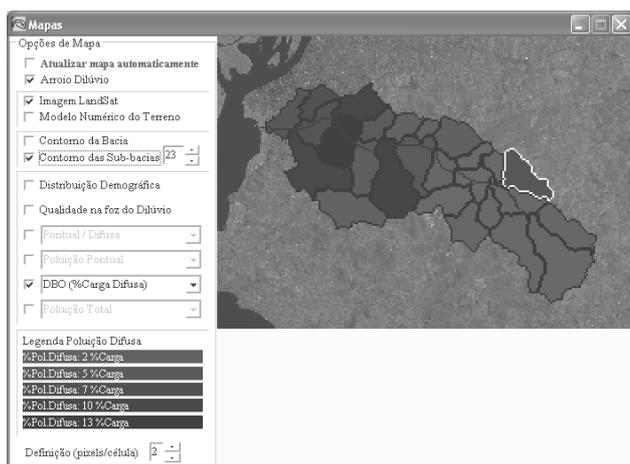


Figura 13 - Representação espacial no modelo.

Avaliação do modelo

Para saber se o modelo de simulação proposto foi considerado útil aos membros do grupo do Programa Pró-Dilúvio, foi elaborado um questionário. Este questionário foi apresentado ao grupo logo após o modelo ter sido utilizado na elaboração e avaliação das alternativas.

A reunião foi aberta não somente aos funcionários que atuam diretamente no Programa, o que foi muito bom para aumentar a diversidade das respostas, devido às diversas experiências pessoais. Ao todo, 9 pessoas participaram da avaliação.

A seguir, são apresentadas uma síntese das respostas dos nove questionários respondidos:

1) No seu ponto de vista, qual a importância da utilização de modelos de simulação como ferramenta de suporte à decisão?

Respostas	Questão 1	Avaliadores								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Nenhuma									
	Pequena									
	Intermediária		X							
	Importante				X	X			X	
	Grande	X		X			X	X		X

2) No seu ponto de vista, qual a importância que o modelo apresentado possui?

Respostas	Questão 2	Avaliadores								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Nenhuma									
	Pequena			X						
	Intermediária		X		X	X				
	Importante	X					X		X	
	Grande							X		X

3) No seu ponto de vista, qual a importância que tem a associação de modelos de simulação com Sistema de Informações Geográfico (SIG)?

Respostas	Questão 3	Avaliadores								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Nenhuma									
	Pequena									
	Intermediária									
	Importante					X	X		X	
	Grande	X	X	X	X			X		X

4) No seu ponto de vista, qual a importância que tem a associação de modelos de simulação com modelos multicritério de suporte à decisão?

Respostas	Questão 4	Avaliadores								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Nenhuma									
	Pequena		X							
	Intermediária								X	
	Importante				X	X				
	Grande	X		X			X	X		X

5) A simulação dinâmica ajudou a compreender as possíveis alternativas e suas repercussões?

Questão 5	Avaliadores								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Sim</i>	x	x		x	x	x	x	x	x
<i>Não</i>			x						

De uma forma geral, observa-se que há um consenso entre os avaliadores de que a utilização de modelos de simulação é importante para apoiar o processo de gestão e de que a simulação dinâmica facilita na identificação das alternativas e das suas possíveis repercussões. Além disso, houve uma unanimidade sobre a importância da associação entre modelos de simulação e SIG. Da mesma forma, os avaliadores consideraram importante a associação de modelos de simulação com modelos multicritério de suporte à decisão. Em relação ao modelo apresentado, os avaliadores consideraram a sua importância de intermediária a muito importante.

No questionário também havia um espaço reservado para críticas e sugestões. Questionou-se a confiabilidade dos dados usados no estabelecimento das relações do modelo empírico de geração de poluição e as simplificações no mecanismo de produção e transporte dos poluentes. De positivo, alguns avaliadores comentaram que um modelo como este pode fornecer indicativos que auxiliam no processo de tomada de decisão e que, por ser de fácil visualização, o mesmo pode ser empregado mais facilmente, podendo, inclusive, ter sua utilização imediata, embora o convencimento dos tomadores de decisão deva ocorrer em médio prazo.

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A seguir são apresentadas algumas observações importantes sobre a utilização dos modelos de simulação dinâmica para gerar e avaliar alternativas. Dentre os pontos positivos observados, destacam-se:

- A participação dos decisores na identificação dos elementos essenciais a serem representados no modelo de simulação dinâmica e a utilização dos conceitos de indicadores e modelo PSR permitiram estruturar o problema de uma forma mais fiel ao contexto decisório. Além disso, os decisores passam a se identificar mais com o modelo e apoiar sua utilização, sabendo que eles foram fundamentais para sua concepção.

- A implementação de um sistema dinâmico computacional permite a avaliação de várias alternativas de maneira fácil, rápida e clara. Este processo gera aprendizado pelos envolvidos, permitindo a interação dos mesmos sem que necessitem entender profundamente os aspectos técnicos do problema, uma vez que as equações e a formulação teórica já estão embutidas no modelo. Assim, os usuários podem se dedicar mais profundamente ao estudo e geração dos vários cenários de simulação para obter mais conhecimento sobre o problema e entender as repercussões das diversas ações de intervenção.
- A geração de alternativas iterativamente, utilizando o recurso computacional, permite que a solução evolua mais a cada tentativa, convergindo para uma solução satisfatória.
- O modelo de simulação dinâmica pode ser apresentado num grupo de decisores e utilizado como uma ferramenta de negociação para se atingirem soluções de consenso.
- O modelo proposto potencializou a utilização do Sistema de Informação Geográfica como ferramenta de suporte à decisão, uma vez que uniu as informações distribuídas nas sub-bacias com um avaliador de ações.
- A distinção entre as fontes de poluição no modelo torna-se essencial para identificar os principais responsáveis pela poluição, além de permitir entender a repercussão das ações de mitigação de cada tipo de poluição no cômputo geral da poluição gerada na Bacia. Sem este cuidado, estar-se-á sujeitando qualquer ação de despoluição na Bacia à ineficácia. O modelo indicou que a poluição difusa pode ser até mais grave que a poluição pontual, o que reforça a necessidade de se investir mais em estudos para quantificar a contribuição da carga difusa.
- O modelo permite avaliar a influência da não consideração de Viamão no processo de elaboração das alternativas para reduzir a degradação ambiental na Bacia do Arroio Dilúvio.
- A construção de um modelo através de programação computacional permite explorar a criatividade do desenvolvedor, permitindo a incorporação de mais elementos do contexto decisório.
- Algo tão imprescindível quanto a caracterização do modelo é o detalhe de como esta-

rão dispostas as informações fornecidas e processadas. Como se trata basicamente de um programa computacional, é importante que a interface gráfica seja clara e suficiente para transmitir as informações de modo que o modelo cumpra o objetivo de melhorar o entendimento das alternativas de gestão. Para isso, sugere-se que as informações do modelo estejam dispostas em tabelas, gráficos e mapas temáticos. Este último talvez seja o ponto mais marcante do modelo proposto, pois isto normalmente não é feito pelos pacotes computacionais tradicionais de simulação dinâmica, os quais geralmente fornecem modelos genéricos dirigidos a um público-alvo grande sem se preocuparem com as informações espaciais. Um mapa permite comparar a distribuição espacial dos diversos parâmetros rapidamente e com menos esforço, o que deixa mais tempo para a elaboração das alternativas. Além dos mapas, que nos ajudam a identificar as principais sub-bacias geradoras de poluição, os gráficos da propagação das concentrações dos poluentes ao longo do Dilúvio são muito importantes para avaliar como as medidas de controle nas sub-bacias repercutem ao longo do arroio.

Como principais aspectos negativos, citam-se:

- A simples utilização de relações empíricas entre densidade habitacional e a concentração de poluentes certamente não condiz fielmente com a realidade, mas, na ausência de modelos e dados mais confiáveis e precisos, estas relações são bastante úteis para se ter um prognóstico preliminar da possível quantidade de poluentes gerada. Essas aproximações, apesar de imprecisas, fazem jus à idéia de que quanto menos saneado o ambiente, maior a contaminação do solo por estes poluentes. O ideal seria se pudessemos descrever cada um dos parâmetros no mínimo detalhe, mas sabe-se que tal representação na maioria das vezes é inviável ou impraticável. Além do mais, a construção de modelos de simulação dinâmica pode ser sempre aperfeiçoada, desde que sejamos capazes de descrever com mais detalhes o processo.

- Calibração e validação: apesar de a idéia inicial ser a aplicação para fins de um planejamento preliminar, a falta de calibração dos processos físicos pode gerar incredulidade das pessoas que utilizam o modelo. Um passo muito importante, mas que não foi feito, é a utilização de dados reais do passado para calibrar o módulo físico do modelo.
- Algo que provavelmente gera desconfiança dos usuários em relação ao modelo de simulação construído no estudo de caso é a questão da simplificação dos processos físicos, no caso o efeito da não consideração da hidrodinâmica e da interação dos poluentes no meio. Uma recomendação importante é que se deve tomar cuidado para que as simplificações do modelo não conduzam a uma distorção da realidade, o que pode levar a uma tomada equivocada de decisão. Esta desconfiança influenciou na credibilidade de todo o modelo, principalmente perante os técnicos que conhecem mais profundamente estes aspectos. Isto pode ser corrigido com a sofisticação do modelo, o que não é a intenção deste trabalho, cujo objetivo é criar um modelo para servir de ferramenta para ajudar na compreensão do processo como um todo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e aos funcionários dos diversos órgãos da Prefeitura de Porto Alegre envolvidos com o Programa Pró-Dilúvio por terem aceitado participar desta pesquisa realizada no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

REFERÊNCIAS

BOLLMANN, H. A. **Relação da densidade populacional sobre variáveis de qualidade físico-química das águas superficiais em microbacias hidrográficas urbanas sem cobertura sanitária em Porto Alegre**

- RS. 2003. 145f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS. 2003.
- DE LUCA, S. J.; CASTRO, C. B.; IDE, C. N. Contaminação da chuva e da drenagem pluvial. *Ambiente*, São Paulo/SP, v. 4, n. 1, p. 49-54, 1990.
- FAO (Food and Agriculture Organization of the United Nations). Lead Virtual Research and Development Centre. **Livestock and Environment Toolbox**. Disponível em: <<http://lead.virtualcenter.org/pt/dec/toolbox/index.htm>>. Acesso em: 21 de mar. 2006.
- IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). Censo Demográfico. 2000.
- MIT SDEP (System Dynamics in Education Project). **System Dynamics**. Disponível em: <<http://sysdyn.clexchange.org/sd-intro/home.html>>. Acesso em: 18 de out. 2010.
- OECD (Organization for Economic Co-operation and Development). **OECD Environmental Indicators: Development, Measurement and Use (Reference Paper)**. Paris: OECD Publications. 2003. 37p.
- OECD (Organization for Economic Co-operation and Development). **OECD Environmental Indicators: Towards Sustainable Development**. Paris: OECD Publications. 2001. 152p.
- OLIVEIRA, O. F. **Modelo para negociar as alternativas de gestão de Bacias: o caso do Programa Pró-Dilúvio em Porto Alegre, RS**. 2006. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS. 2006.
- RIZZO, M. D.; MOUSER, P. J.; WHITNEY, D. H.; MARK, C. D.; MAGAREY, R. D.; VOINOV, A. A. The comparison of four dynamic systems-based software packages: Translation and sensitivity analysis. *Environmental Modelling & Software*. v. 21, p. 1491-1502, 2006.
- STAVE, K. A. A system dynamics model to facilitate public understanding of water management options in Las Vegas, Nevada. *Journal of Environmental Management*. v. 67, n. 4, p. 303-313, abr. 2003.
- VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental/ Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. 240 p. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, v.1).

The Use Of Dynamic Simulation As A Tool To Support River Basin Management: The Case Of Arroio Dilúvio In Porto Alegre, RS

ABSTRACT

The use of hydrological models to understand the water cycle behavior in a river basin is a current practice in planning for the development of water resources. However, it has not always been easy to use these models in the decision-making process. This is mainly due to the fact that to use these models, the stakeholders must have specific knowledge of the parameters that were modeled. Besides, the amount of elements needed to describe hydrological behavior may make it difficult to understand the system as a whole. In order to overcome this difficulty, it is proposed to use dynamic simulation models based on the fundamentals of the field of study known as "systems dynamics", whose purpose it is to study complex systems considering all their constituent elements simultaneously. These models are constructed to make it easier to evaluate a complex system by means of analysis of the influence of each element that is part of it over the others and over the whole. Considering the river basin as the system to be studied, a dynamic simulation model was created to support the decision-making process in a practical case, the Pro-Dilúvio Program of the City Administration of Porto Alegre (RS), which aims at promoting actions that will lead to water quality improvement in the Arroio Dilúvio River basin, through the joint efforts of several municipal agencies. Among the difficulties encountered are the identification of the priority areas to fight pollution generated by the discharge of domestic effluents and diffuse pollution from rainwater. Among other things, it was observed that the use of dynamic simulation models allows the stakeholders to obtain more information about the problem, and applying these models in groups may be quite useful to facilitate negotiating the alternative to be adopted, thus reaching a consensus solution. Despite these positive results, it was also found that the simplifications performed during the conception of these models may lead to mistrust among the users, or even induce mistaken decision-making.

Key-words: *Basin management; dynamic simulation; consensus solutions; point and diffuse pollution.*

Simulação Hidrológica de Rios com Grandes Planícies de Inundação

Adriano Rolim da Paz

*Depto de Engenharia Civil e Ambiental, CT/UFPB
adrianorpaz@yahoo.com.br*

Walter Collischonn, Carlos E. M. Tucci

*Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH/UFRGS
collischonn@iph.ufrgs.br, tucci@iph.ufrgs.br*

Recebido: 18/01/10 - revisado: 14/04/10 - aceito: 25/08/10

RESUMO

A simulação matemática do escoamento em rios tem sido realizada principalmente com modelos unidimensionais (1D) acoplados ou não a células de armazenamento na planície. Para o caso de rios com grandes planícies de inundação, o extravasamento de água do canal para a planície e a propagação da inundação na planície governam a passagem da onda de cheia. Caso o interesse do estudo seja representar esses processos, métodos tradicionais não são adequados e uma abordagem recente tem sido proposta, baseada no acoplamento de um modelo 1D para simular o escoamento na calha principal e um modelo tipo raster para simular o escoamento bidimensional na planície. Este artigo apresenta um sistema computacional de simulação desenvolvido com esse propósito, com exemplo de aplicação à Bacia do Alto Paraguai. Os resultados obtidos indicam excelente reprodução do regime de vazões nas calhas dos rios e a simulação do padrão espaço-temporal de inundações na planície (Pantanal) bastante coerente. As áreas de inundação permanente são ditadas pela água extravasada dos canais principais, enquanto a ocorrência de precipitação é responsável pelo pulso de inundação sazonal, o que ressalta a importância da incorporação dos processos hidrológicos verticais na modelagem da planície.

Palavras-chave: modelagem hidrológica, Pantanal, pulso de inundação, hidráulica computacional.

INTRODUÇÃO

A modelagem matemática vem sendo empregada desde o século XIX para representar o escoamento da água em sistemas hidrológicos, através de equações matemáticas derivadas da mecânica dos fluidos (Abbott, 1979; Cunge et al., 1981). Simplificações na representação matemática são adotadas conforme a disponibilidade de dados, a capacidade do modelo em produzir informações apropriadas para responder às questões formuladas, as características do sistema modelado e a disponibilidade de recursos computacionais, de tempo e de material humano (Fread, 1992).

No caso de rios com planícies de inundação, diversas abordagens têm sido empregadas para a modelagem hidrológica. O método mais comum é a adoção de modelos de propagação unidimensionais (1D), como modelos de difusão ou hidrodinâmicos. Seções transversais compostas são utilizadas para incluir a representação das planícies e de áreas de armazenamento de água.

Outra abordagem bastante utilizada é o uso de modelos de células de armazenamento para a representação do escoamento na planície, sendo acoplado ou não a um modelo 1D aplicado aos canais principais. Cada célula é delimitada em função de feições topográficas e características hidráulicas locais. As células funcionam como áreas de armazenamento, trocando água com outras células com as quais se conectam e com o canal principal do rio conforme a diferença de níveis d'água.

A aplicação de modelos 1D ou de células, acoplados entre si ou não, têm gerado resultados satisfatórios em termos da reprodução do regime de vazões nos rios. Tais abordagens permitem simular o efeito de retardo e amortecimento da onda de cheia devido à planície de inundação de forma razoável. Mapas de inundação no plano horizontal podem ser gerados com base na interpolação do nível da água das seções transversais.

Caso o interesse seja representar os padrões espaço-temporais de inundação sobre a planície, as abordagens mencionadas podem não ser adequadas, principalmente se a planície tem dimensões da or-

dem de dezenas de vezes superior à largura do canal. Por assumir que o escoamento ocorre apenas no sentido longitudinal do curso d'água, por não representar os fluxos independentes na planície e nem a interação canal-planície, métodos 1D não são adequados para a representação da propagação da inundação sobre a planície (Hunter et al., 2007; Verwey, 2005).

Modelos hidrodinâmicos bi (2D) ou tridimensionais (3D) também podem ser aplicados para simular as inundações em planícies através das equações de Navier-Stokes quando integradas ou não na vertical, respectivamente (Horritt e Bates; 2002; Stewart et al.; 1999; Nicholas e McLelland, 2004). Entretanto, a aplicação de modelos hidrodinâmicos 2D ou 3D a sistemas de rios e planícies pode se tornar inviável em função de problemas numéricos decorrentes da complexidade da topografia da planície, com degraus e declividades locais acentuadas, das profundidades muito pequenas, do processo de secagem/inundação e da dificuldade em compatibilizar discretização do canal e da planície (Beffa e Connell, 2001).

Uma alternativa desenvolvida recentemente para a simulação de planícies de inundação é constituída pela combinação de modelos 1D para a representação do escoamento na calha principal e um modelo tipo raster para o escoamento bidimensional sobre a planície (Bates e De Roo, 2000; Verwey, 2005; Wilson et al., 2007).

O modelo 2D do tipo raster discretiza toda a planície em uma grade de elementos regularmente espaçados, os quais têm funcionamento análogo ao das células de armazenamento. Apesar de semelhante ao modelo de células em vários aspectos, a forma de discretizar a planície traz uma série de vantagens ao modelo raster: discretização automática dos elementos; incorporação da variabilidade espacial da topografia e rugosidade; facilidade de integração com outros planos de informação em ambiente de Sistemas de Informação Geográfica (SIG); melhoria na representação da propagação da inundação. É possível simular a inundação se propagando de forma gradual no espaço bidimensional, com possibilidade de seguir múltiplos caminhos preferenciais conforme a topografia representada através de um Modelo Digital de Elevação (MDE).

Quando se trata de sistemas de drenagem complexos, constituídos por redes de rios e planícies de grande escala (da ordem de milhares de quilômetros quadrados), surgem dificuldades adicionais para a modelagem acoplada 1D/2D: escassez de dados para caracterização física; necessidade de incorporação de processos hidrológicos verticais;

restrição do custo computacional; estabelecimento da conexão topológica entre canais e planície; dificuldade de validação dos resultados.

Este artigo apresenta um sistema de simulação hidrológica de rios com grandes planícies de inundação. Tal sistema foi desenvolvido visando representar os padrões espaço-temporais de inundação na planície, o escoamento na planície, o regime de vazões na calha do rio, as trocas laterais de água canal-planície e os processos verticais de precipitação e evapotranspiração na planície. Como exemplo de aplicação, são apresentados alguns resultados da simulação da Bacia do Alto Paraguai, compreendendo o rio Paraguai e principais tributários na região do Pantanal. A descrição completa do sistema de simulação e dos resultados do estudo de caso é apresentada em Paz (2010).

ESCOAMENTO EM PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO

O extravasamento de água do rio para a planície é uma conseqüência natural do regime hidrológico. Durante a maior parte do tempo, correspondente às épocas de estiagem e de cheias moderadas, o escoamento está limitado ao canal principal do rio e é predominantemente unidimensional na direção do curso d'água.

Em eventos de cheia de grande intensidade, ocorre o aumento do nível da água acima das margens do canal e o extravasamento do escoamento para a planície, que pode inundar extensas áreas. A planície passa a atuar tanto como área de armazenamento temporário quanto conduzindo o escoamento. Pequenos acréscimos no nível da água significam grandes aumentos na área inundada e na área transversal ao escoamento.

A partir do extravasamento para a planície, a complexidade do escoamento aumenta significativamente (Cunge et al., 1981), devido aos processos de turbulência, desenvolvimento de tensões de cisalhamento e transferência de água do canal para a planície com o subsequente retorno (Stewart et al., 1999; Knight e Shiono, 1996).

Em alguns casos, pode ocorrer a inundação de extensas áreas e o surgimento de escoamentos independentes do fluxo principal no canal. Parte do volume extravasado do canal pode ficar armazenado na planície e não retornar ao fluxo principal do rio, sendo perdido por evapotranspiração e infiltração,

ou retornar parcialmente com a passagem de uma nova onda de cheia.

As trocas de água entre canal e planície e o escoamento na planície comandam a propagação da onda de cheia, cujo deslocamento é lento e se estende por um longo período de tempo. Ocorrem inundações tanto devido à propagação da onda de cheia de montante como também devido às condições locais de chuva e hidrológicas.

Os caminhos preferenciais de escoamento ao longo da planície podem conduzir a água de volta ao canal em pontos mais a jusante ou a lagos e depressões distantes do canal. Em regiões bastante planas, o escoamento pode seguir sobre a planície e alcançar diretamente o corpo d'água receptor da bacia, sem passar pela seção do canal que representa seu exutório.

Do ponto de vista ecológico, a ocorrência periódica de cheias e o armazenamento de água na planície têm múltiplos efeitos (Postel e Richter, 2003; Poff et al., 1997; Junk et al., 1989): aporte de nutrientes da planície para o rio, aumento da oferta de nichos reprodutivos e alimentares para a fauna, influência sobre toda a produtividade do ecossistema, limitação da abundância e distribuição de espécies, regulação da integridade ecológica do ecossistema etc.

SISTEMA DE MODELAGEM DESENVOLVIDO

Visão geral

O sistema de simulação desenvolvido consiste na combinação de um modelo hidrodinâmico 1D para simular o escoamento no canal principal e um modelo tipo raster para a simulação da inundação da planície (Figura 1). Dois módulos adicionais são utilizados para representar o balanço hídrico vertical na planície e para fazer as trocas de vazão entre canal e planície. A contribuição de bacias a montante da região simulada é considerada como condição de contorno no modelo 1D, seja com dados observados ou através do acoplamento *off-line* do modelo hidrológico chuva-vazão MGB-IPH (Collischonn et al., 2007).

Enquanto o escoamento está confinado ao canal principal, o modelo 1D propaga as vazões ao longo da rede de canais. Quando o nível da água sobe, ocorre o transbordamento de água do canal para a planície. Paralelamente, o módulo de balanço vertical simula a entrada de água na planície por

meio de precipitação e a perda de água através de evapotranspiração e infiltração. O acúmulo de água decorrente do balanço vertical também inunda e escoam pela planície.

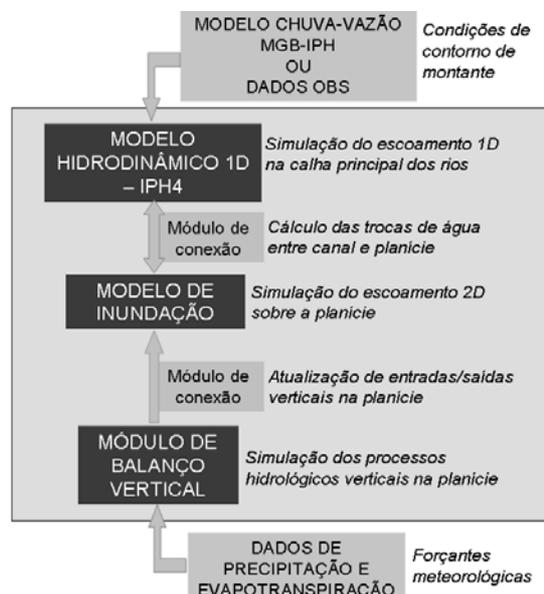


Figura 1 - Visão geral do sistema de simulação hidrológica de rios e planícies.

O escoamento sobre a planície segue de forma independente do escoamento do canal, sendo simulado pelo modelo 2D raster. Mesmo durante as cheias, o modelo 1D continua simulando apenas o escoamento ao longo dos canais principais, contabilizando as vazões trocadas com a planície sob a forma de vazões laterais.

Modelagem dos canais principais

O escoamento no canal principal do rio é simulado com o modelo hidrodinâmico unidimensional IPH4 (Tucci, 1978; Tucci, 1998). Tal modelo resolve as equações completas de Saint Venant usando um método de diferenças finitas, com um esquema implícito resolvido por um processo de eliminação de Gauss modificado.

Como o escoamento simulado é apenas no canal principal, as seções transversais representadas no modelo 1D se restringem à região definida pela transição entre canal e planície em cada margem. Vazões trocadas com a planície são tratadas como contribuição lateral na equação da continuidade.

Modelagem da planície

O modelo 2D raster de planície desenvolvido nesta pesquisa segue em linhas gerais as formulações do modelo LISFLOOD-FP (Bates e De Roo, 2000), com variações principalmente quanto às trocas de água entre elementos da planície e entre planície e canal principal, a consideração de armazenamento de água no solo e a consideração de perdas/ganhos devido aos processos verticais de precipitação e evapotranspiração.

A planície é discretizada em elementos retangulares interconectados (Figura 2). A variação de volume ao longo do tempo em um determinado elemento é função do balanço entre aportes e saídas, incluindo as trocas laterais com elementos vizinhos e com o canal principal, o volume de água perdido para o reservatório do solo (infiltração) e as trocas verticais via precipitação e evapotranspiração.

O nível d'água h em um elemento ij no instante de tempo $t+\Delta t$ é expresso da seguinte forma:

$${}^{t+\Delta t}h^{i,j} = {}^t h^{i,j} + \frac{({}^t Q_x^{i-1,j} - {}^t Q_x^{i,j} + {}^t Q_y^{i,j-1} - {}^t Q_y^{i,j} + {}^t Q_{cp}^{i,j}) \cdot \Delta t} {\Delta x \cdot \Delta y} + {}^t h_{vert}^{i,j} + {}^t h_{solo}^{i,j} \quad (1)$$

onde ${}^t h_{vert}^{i,j}$ representa o resultado do balanço vertical (precipitação menos evapotranspiração) e ${}^t h_{solo}^{i,j}$ representa o volume livre ou de vazios no reservatório do solo, ambos expressos em lâmina de água; ${}^t Q_x$ e ${}^t Q_y$ são as vazões trocadas com os elementos vizinhos nas direções x e y , respectivamente (Figura 2); ${}^t Q_{cp}^{i,j}$ é a vazão trocada com o canal principal; Δx e Δy são as dimensões do elemento.

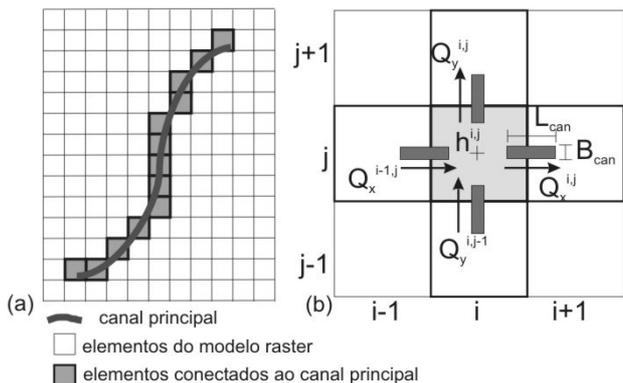


Figura 2 - (a) Discretização da planície no modelo raster; (b) Vazões de troca via canais entre os elementos da planície no modelo raster.

O reservatório do solo é considerado no modelo de inundação explicitamente como uma demanda ou perda de água da planície. A formação de lâmina de água sobre a superfície de um elemento da planície, isto é, a inundação, ocorre somente a partir do momento que o reservatório do solo desse elemento é completamente preenchido com água. Dessa forma, o termo h_{solo} representa o volume disponível para ser ocupado com água e não o volume de água no reservatório da célula (Figura 3-a). A capacidade máxima desse reservatório é H_{smax} e o volume atual é representado por h_{sub} , ambos expressos em lâmina de água.

A vazão trocada entre dois elementos é calculada empregando a equação de Manning, com uma discretização numérica no tempo e no espaço da seguinte forma:

$${}^t Q_x^{i,j} = \pm \frac{{}^t h_{fluxo}^{5/3}} {n_{can}} \left(\frac{|{}^t h^{i,j} - {}^t h^{i+1,j}|} {L_{can}} \right)^{1/2} \cdot B_{can} \quad (2)$$

onde ${}^t h_{fluxo}$ é a profundidade disponível para escoamento entre os elementos (i,j) e $(i+1,j)$ no instante t , entre os quais a vazão está sendo calculada; ${}^t h^{i,j}$ é a lâmina de água no elemento ij no instante t ; n_{can} , B_{can} e L_{can} são, respectivamente, o coeficiente de Manning, a largura e o comprimento do canal de ligação entre os elementos.

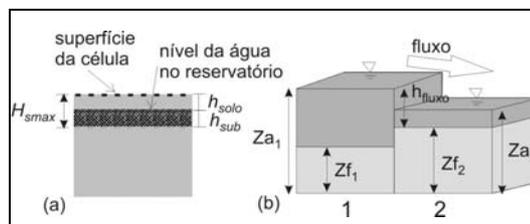


Figura 3 - (a) Reservatório de água no solo de um elemento da planície no modelo raster de inundação; (b) Determinação da profundidade disponível para escoamento entre dois elementos do modelo raster: Za se refere à cota do nível da água e Zf à cota do fundo; $h_{fluxo} = \text{Max}(Za_1, Za_2) - \text{Max}(Zf_1, Zf_2)$.

Os parâmetros relativos ao canal de ligação entre elementos podem ser combinados em um único parâmetro, denominado fator de condutância hidráulica, dado por:

$$f_{ch} = B_{can} / (n_{can} \sqrt{L_{can}}) \quad (3)$$

A profundidade h_{fluxo} no cálculo da vazão entre dois elementos é definida como a diferença entre o maior dos níveis d'água dos dois elementos e a maior elevação do fundo (Figura 3-b).

A precipitação é um dado de entrada variável ao longo do tempo e do espaço e fornecida ao modelo sob a forma de lâmina de água a cada passo de tempo (diário, por exemplo) e para cada elemento da planície. Tal informação é gerada por interpolação a partir de dados de pluviômetros ou outras fontes, como estimativas obtidas por sensores remotos ou geradas por modelos numéricos de circulação da atmosfera.

A evapotranspiração potencial (ET_{pot}) em cada elemento da planície ao longo do tempo também é um dado de entrada. Enquanto há lâmina de água sobre a superfície do elemento (ou seja, ele está inundado), a evapotranspiração real (ET_{real}) ocorre à taxa máxima igual ao valor potencial. Quando não há lâmina de água superficial, ocorre evapotranspiração da água armazenada no reservatório do solo, mas segundo uma taxa inferior à potencial. Nesse caso, a evapotranspiração real é calculada linearmente proporcional ao volume de água no reservatório do solo:

$$se \ ^t h^{i,j} > 0 \Rightarrow \ ^{t+\Delta t} ET_{real}^{i,j} = \ ^{t+\Delta t} ET_{pot}^{i,j} \quad (4)$$

$$se \ ^t h^{i,j} \leq 0 \Rightarrow \ ^{t+\Delta t} ET_{real}^{i,j} = \ ^{t+\Delta t} ET_{pot}^{i,j} \cdot \left(\frac{\ ^t h_{sub}^{i,j}}{H_{smax}} \right) \quad (5)$$

Trocas de água canal-planície

As trocas de água entre canal e planície podem ocorrer para todas as seções transversais dos canais principais e para os elementos da planície conectados a elas. Essas trocas são determinadas em função da diferença de nível da água entre canal e planície e da cota de vertimento (Z_{vert}).

O valor de Z_{vert} representa o maior obstáculo que precisa ser vencido para permitir a conexão hidráulica entre canal e planície em um determinado ponto do canal. Seja Z_{mcan} a cota da margem do canal e Z_{fplan} a cota da superfície do elemento da planície, Z_{vert} é dada por:

$$Z_{vert} = \max(Z_{mcan}, Z_{fplan}) \quad (6)$$

São utilizadas equações de vertedor simples ou afogado para determinar a vazão de troca entre o canal principal e os elementos da planície, conforme a situação relativa entre os níveis de água.

No instante de tempo t , simula-se o escoamento na calha principal com o modelo 1D por $1\Delta t_{canal}$ ou seja, até o instante $t+\Delta t_{canal}$. Analogamente, simula-se o modelo de planície np vezes até completar $1\Delta t_{canal}$ (até atingir o instante $t+\Delta t_{canal}$), sendo $np = \Delta t_{canal} / \Delta t_{plan}$. Em ambas as simulações (da calha e da planície), são usadas como perdas ou ganhos de água as vazões de troca canal-planície calculadas no instante t .

Ao final do instante $t+\Delta t_{canal}$ são calculadas as novas vazões de troca entre os dois sistemas, que serão usadas nas próximas rodadas dos modelos até o instante $t+2\Delta t_{canal}$.

Preparação das informações

Para a modelagem hidráulica 1D dos canais principais, são necessários dados relativos à discretização dos canais em trechos, comprimentos e declividades dos trechos, seções transversais, parâmetros, condições de contorno e condições iniciais. São geradas seções transversais por interpolação linear caso a quantidade de seções com dados disponíveis seja insuficiente.

O modelo raster de planície requer basicamente um modelo digital de elevação para representar a topografia da planície, parâmetros e condições iniciais. As condições de contorno dos elementos da planície são consideradas todas do tipo fechada, isto é, considera-se fluxo nulo.

A maior parte do esforço de preparação dos dados reside no estabelecimento da conexão entre canais principais e planície. O passo inicial é gerar uma representação da rede de rios em formato raster, com resolução espacial igual ao modelo de planície (Figura 4). Esse procedimento é realizado pela conversão de vetor para raster do traçado dos rios, obtido por digitalização de imagens Landsat por exemplo, e geração de direções de fluxo e áreas acumuladas de drenagem a partir do MDE. Esses dois planos de informação são gerados tomando apenas os pixels que representam a drenagem, através do método descrito por Jenson e Domingue (1988) modificado pela introdução de um fator aleatório para o tratamento de áreas planas (Fairfield e Leymarie, 1991; Paz e Collischonn, 2008).

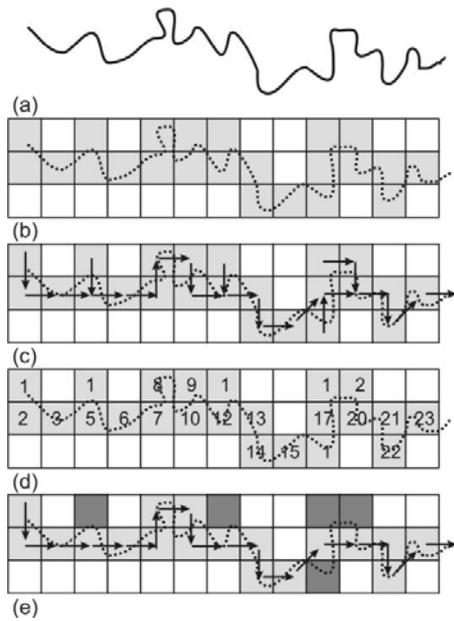


Figura 4 - (a) Drenagem vetorial; (b) Drenagem convertida para raster (pixels cinza); (c) Direções de fluxo; (d) Áreas acumuladas de drenagem expressas em quantidade de pixels; (e) Drenagem raster com caminhamento único pixel a pixel (pixels escuros foram excluídos da drenagem raster original).

A partir das direções de fluxo e áreas acumuladas, obtém-se uma representação raster dos rios composta por um caminhamento único pixel a pixel. Sobre essa rede de drenagem raster, é feita a locação das seções transversais e identificados os elementos da planície com conexão direta aos canais. A discretização espacial do canal normalmente é superior à resolução do modelo raster, de modo que conectado a um determinado trecho do canal podem existir diversos elementos da planície.

Ao final, são estabelecidas as topologias da rede de rios e da planície, fazendo-se a numeração das seções transversais, sub-trechos de rio e elementos da planície. O detalhamento completo dos procedimentos de preparação das informações de entrada é descrito em Paz (2010).

Sistema computacional e paralelização

O sistema de simulação foi desenvolvido em linguagem de programação FORTRAN 90, sendo constituído por módulos preparatórios das informações de entrada e do módulo de simulação propriamente.

No módulo de simulação, foi introduzida a paralelização através do método de processamento

paralelo com arquitetura de memória compartilhada denominado OpenMP (Open specifications for Multi-Processing) (Chapman et al., 2008; Hermanns, 2002). O uso de OpenMP permite fazer com que rotinas computacionais que normalmente funcionam de forma seqüencial sejam executadas de forma paralela, valendo-se de computadores dotados de vários processadores.

Foram paralelizados dois ciclos de cálculos do modelo de inundação: o cálculo do nível de água em cada elemento e o cálculo das vazões de troca entre os elementos.

SIMULAÇÃO DA BACIA DO ALTO PARAGUAI

Área de estudo e período de simulação

A área de estudo é a Bacia do Alto Paraguai (BAP), definida como a área de contribuição à seção do rio Paraguai logo a jusante da afluição do rio Apa, na fronteira entre Paraguai e Brasil (Figura 5), estimada em torno de 600.000 km².

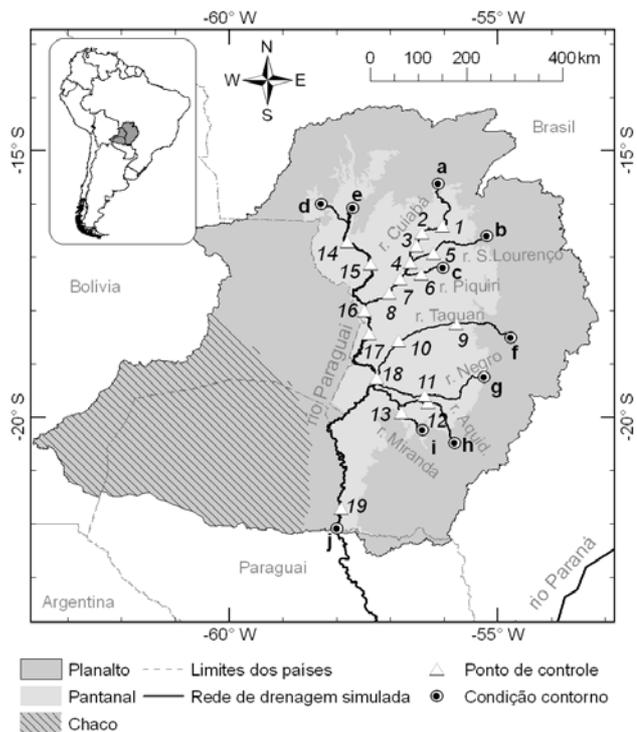


Figura 5 - Localização da Bacia do Alto Paraguai e postos fluviométricos utilizados como condição de contorno ou ponto de controle.

A BAP é parte da Bacia do rio da Prata e é composta por três regiões de características bem distintas: Planalto (260.000 km²), Pantanal (140.000 km²) e Chaco (200.000 km²). O Planalto compreende as áreas de maior elevação da bacia, com cotas entre 200 m e 1400 m, as quais se concentram nas porções leste e norte. O Pantanal está situado na porção central da bacia, compreendendo áreas baixas e complexas redes de drenagem, onde ocorrem cheias periódicas.

O Chaco é a porção mais a oeste da bacia, já fora dos limites de terras brasileiras, caracterizada por um baixo índice pluviométrico e por ser tipicamente endorréica, sem um sistema de drenagem bem definido (Tucci et al., 2005).

O período de simulação compreende de set/1995 a dez/2006 e foi escolhido por ser uma época recente e com disponibilidade de dados fluviométricos e pluviométricos.

Sub-bacias do Planalto

As sub-bacias contribuintes do Planalto têm áreas de drenagem variando de 2.800 a 32.600 km² e foram consideradas na modelagem como condições de contorno do modelo hidrodinâmico 1D (Tabela 1).

Foram utilizados dados de vazão observada disponíveis no sistema HidroWEB/ANA. As falhas nessas séries históricas foram preenchidas com vazões calculadas pelo modelo hidrológico distribuído MGB-IPH (Collischonn et al., 2007; Collischonn e Tucci, 2001), ajustado no estudo desenvolvido por Tucci et al. (2005).

Canais principais no Pantanal

A rede de drenagem representada no modelo 1D compreende o rio Paraguai e seus principais afluentes: rio Juru, na margem direita do rio Paraguai, e rios Cuiabá, São Lourenço, Piquiri, Taquari, Negro, Aquidauana e Miranda na margem esquerda. Tanto para o rio Paraguai quanto para os tributários, a extensão representada no modelo 1D exclui os trechos no Planalto e abrange apenas os trechos dentro do Pantanal. Ao total, são 3.965 km de rios simulados no modelo 1D, sendo 1.250 km do Rio Paraguai e 2.715 km dos tributários.

A disponibilidade de dados de seções transversais é bastante limitada para os tributários do rio Paraguai (total de 19), além das incertezas quanto à informação do zero da régua e dos dados em si. Foram geradas seções intermediárias por interpolação linear, procurando manter o espaçamento entre

duas seções consecutivas quaisquer em torno de 5 km, seguindo procedimento descrito em Paz et al. (2010).

Para o rio Paraguai há a disponibilidade de 310 perfis transversais. Trata-se de um conjunto de informações suficiente para a caracterização da calha do rio Paraguai no trecho em estudo, não sendo necessária a interpolação para geração de seções adicionais.

Tabela 1 – Postos fluviométricos utilizados como condições de contorno na modelagem dos canais principais do Rio Paraguai e afluentes.

(*) Código	Nome	Rio	Área de drenagem (km ²)
(a) 66260001	Cuiabá	Cuiabá	24.668
(b) 66460000	Acima Córrego Grande	São Lourenço	23.327
(c) 66600000	São Jerônimo	Piquiri	9.215
(d) 66072000	Porto Espiridião	Juru	6.221
(e) 66070004	Cáceres	Paraguai	32.574
(f) 66870000	Coxim	Taquari	28.688
(g) 66886000	Perto Bocaína	Negro	2.807
(h) 66945000	Aquidauana	Aquidauana	15.350
(i) 66910000	Miranda	Miranda	15.502
(j)	-	Paraguai	594.092

* Referência na Figura 5: de (a) até (i) são os pontos tomados como condições de contorno de montante; (j) indica o ponto tomado como condição de contorno de jusante (seção a jusante da confluência do rio Apa), considerando declividade da linha de energia paralela à declividade do fundo.

O modelo hidrodinâmico 1D foi utilizado com um passo de tempo de cálculo (Δt_{rio}) de 1 h. Embora valores maiores possam ser utilizados sem prejuízo dos resultados e com o benefício de redução do tempo de processamento, esse valor foi definido tendo em vista a forma como ocorre o acoplamento com o modelo de inundação da planície.

Como o passo de tempo do modelo de planície (Δt_{plan}) é da ordem de minutos e a troca de água rio-planície é atualizada apenas ao final de cada Δt_{canal} , o modelo de planície roda durante np passos de tempo ($np = \Delta t_{canal} / \Delta t_{plan}$) com valores constantes de aporte ou perda de água para os canais de drenagem. A adoção de um valor de Δt_{canal} mais próximo de Δt_{plan} minimiza o efeito dessa simplificação.

Planície de inundação no Pantanal

A extensão da planície de inundação representada no modelo de inundação foi definida com base na delimitação das bacias contribuintes do Planalto, no MDE e na localização dos postos fluviométricos tomados como condição de contorno do modelo 1D. Ao total, foi estabelecida para simulação uma área de 219.514 km² (Figura 6).

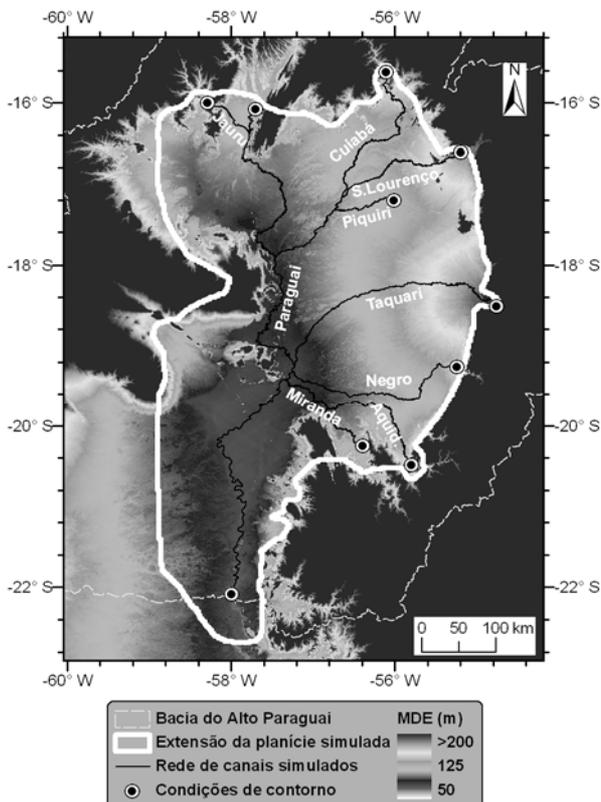


Figura 6 - Modelo digital de elevação da Bacia do Alto Paraguai e delimitação da área da planície representada no modelo de inundação.

Foi adotada uma discretização em uma grade regular de 0,02° x 0,02°, totalizando 46.741 elementos. Em unidades planas, a discretização equivale a células de dimensões em torno de 2 km. O valor da elevação do terreno em cada elemento da planície foi definido por reamostragem do MDE proveniente do SRTM, cuja resolução é de 90 m, utilizando o método de interpolação do vizinho mais próximo. Para o balanço vertical na planície, foi definido um passo de tempo (Δt_{vert}) de 1 dia, considerado adequado para representar os processos modelados com a metodologia adotada.

Os dados de precipitação foram preparados a partir da interpolação a nível diário dos dados de 105 postos pluviométricos. Como dados de evapotranspiração potencial, foram consideradas as estimativas geradas pelo modelo hidrológico MGB-IPH ajustado à Bacia do Alto Paraguai por Tucci et al. (2005). Para cada célula do modelo MGB-IPH, de dimensões 0,1° x 0,1°, foram tomadas as estimativas diárias de ET_{pot} para o *patch* água, que representa a condição de evaporação potencial da lâmina de água no modelo de inundação. Tais dados de ET_{pot} foram interpolados para a grade do modelo de inundação usando o método do inverso do quadrado das distâncias (Paz, 2010).

Como condição inicial no modelo de inundação, foi considerada a planície totalmente seca. O passo de tempo de cálculo foi adotado como $\Delta t_{plan} = 120$ s, de modo a não gerar instabilidades numéricas nas simulações.

Procedimento de ajuste dos modelos

Inicialmente, foi adotado um valor único do coeficiente de Manning para todos os trechos de rio simulados no modelo 1D, considerando um valor recomendado na literatura para o tipo de canais estudado ($n = 0,035$; Chow, 1959, 1964). Com essa configuração no modelo 1D, foram realizadas várias simulações variando-se os valores dos parâmetros do modelo de inundação f_{ch} e H_{smax} , assumidos uniformes sobre a planície em cada simulação.

Os resultados desse primeiro conjunto de rodadas foram analisados quanto à sensibilidade do modelo de planície aos seus parâmetros, considerando tanto os padrões de inundação simulados quanto o efeito deles sobre os hidrogramas calculados. Foram selecionados os valores de $H_{smax} = 1$ m e $f_{ch} = 50$, que corresponde a, por exemplo, $n_{can} = 0,05$, $B_{can} = 50$ m e $L_{can} = 500$ m (Equação 3).

Tabela 2 – Postos fluviométricos utilizados como pontos de controle na modelagem dos canais principais.

Referência na Fig. 5	Código	Nome	Rio	NS*	NSlog*	EV(%)*
1	66280000	B. Melgaço	Cuiabá	0,94	0,97	-5,8
2	66340000	P. Cercado	Cuiabá	0,91	0,92	-4,6
3	66360000	S. João	Cuiabá	0,82	0,84	-8,8
4	66370000	I. Camargo	Cuiabá	0,78	0,80	-13,5
5	66470000	S. J. Borireu	São Lourenço	0,92	0,94	4,9
6	66650000	S. J. Piquiri	Piquiri	0,75	0,82	8,9
7	66710000	P. Taiamã	Cuiabá	0,90	0,92	-2,1
8	66750000	P. Alegre	Cuiabá	0,82	0,85	8,3
9	66880000	S. Gonçalo	Taquari	**	**	**
10	66885000	P. Rolom	Taquari	**	**	**
11	66890000	F. R. Negro	Negro	**	**	**
12	66950000	P. Ciríaco	Aquidauana	0,76	0,83	-3,5
13	66920000	T. Fogo	Miranda	**	**	**
14	66090000	Descalvados	Paraguai	0,91	0,92	-5,0
15	66120000	P. Conceição	Paraguai	0,63	0,62	7,6
16	66800000	Amolar	Paraguai	0,67	0,72	6,3
17	66810000	S. Francisco	Paraguai	0,70	0,73	-2,0
18	66895000	P. Manga	Paraguai	0,82	0,76	2,5
19	67100000	P. Murtinho	Paraguai	0,61	0,65	-6,1

* Estatísticas calculadas considerando o período de 1dez1997 a 31dez2006, à exceção dos postos P. Manga e P. Murtinho, cujo período foi de 1dez2000 a 31dez2005 para retirar influência das condições iniciais.

** Estatísticas não calculadas por indisponibilidade de dados observados.

Mantendo os parâmetros da planície com os valores definidos na etapa anterior, procedeu-se à calibração do modelo hidrodinâmico através da comparação entre hidrogramas observados e calculados e da análise das trocas de vazão lateral canal-planície em 19 pontos de controle (Tabela 2). As estatísticas utilizadas foram o coeficiente de Nash-Sutcliffe aplicado às vazões (NS) e ao logaritmo das vazões (NSlog) e o erro de volume (EV).

RESULTADOS

Regime de vazões nos canais principais

Os valores ajustados do coeficiente de Manning nos canais principais variam de 0,012 a 0,055 ao longo do rio Paraguai e de 0,02 a 0,055 nos afluentes. De modo geral, os valores obtidos estão coerentes com aqueles ajustados na modelagem apresentada por Paz et al. (2010) usando o modelo HEC-RAS e com os valores de referência citados em Chow (1959, 1964). Ressalta-se, entretanto, que o valor

mínimo de 0,012 do coeficiente de Manning, obtido para os trechos do rio Paraguai entre Descalvados e Porto Conceição e entre Porto São Francisco e Porto da Manga, é inferior àqueles mencionados por Chow (1959, 1964). Entre outros fatores, o ajuste de tal coeficiente com base na comparação entre hidrogramas observados e calculados compensa incertezas nos dados dos perfis transversais da calha do rio. Estudo posterior deverá ser desenvolvido para investigar essas relações entre parâmetros e incertezas nos dados.

A qualidade do ajuste do modelo hidrodinâmico 1D aplicado aos canais principais é considerada excelente em termos das estatísticas resultantes (Tabela 2). Para os tributários do rio Paraguai, foi obtido um coeficiente NS superior a 0,75 e de NSlog superior a 0,80. O valor absoluto do erro de volume foi inferior a 10%, à exceção do posto Ilha Camargo com um erro de -13,5%.

Para o rio Paraguai, os valores de NS e NSlog foram superiores a 0,60 e o valor absoluto de EV foi inferior à 8% em todos os pontos de controle com dados observados disponíveis.

O trecho de 230 km do rio Aquidauana entre Aquidauana e Porto Ciríaco exemplifica a qualidade do desempenho na representação do regime de vazões nos canais. O modelo foi capaz de simular a grande perda de vazão do canal para a planície, a qual atinge picos de até 500 m³/s durante as maiores cheias. Nos períodos de estiagem, foram simuladas vazões nulas de troca canal-planície. Na Figura 7 são apresentados os hidrogramas observados nos dois postos, o hidrograma calculado em Porto Ciríaco e o hidrograma de vazões laterais canal-planície calculado para o referido trecho.

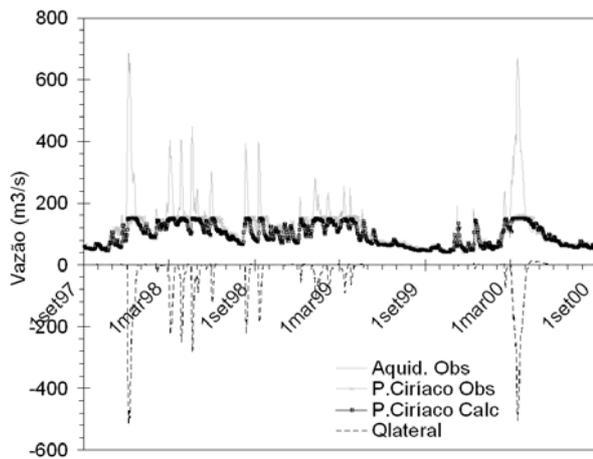


Figura 7 - Vazões observadas em Aquidauana, observadas e calculadas em P. Ciríaco e vazão lateral no trecho entre esses postos (valor negativo indica sentido canal para planície).

O extravasamento para a planície faz com que o hidrograma em Porto Ciríaco apresente um patamar de vazão máxima em torno de 150 m³/s, enquanto as vazões máximas em Aquidauana se aproximam de 700 m³/s. Esse patamar foi bem representado no hidrograma calculado com o modelo hidrodinâmico. As estatísticas do ajuste em Porto Ciríaco são NS = 0,76, NSlog = 0,83 e EV = -3,5%, confirmando o bom ajuste.

No rio Paraguai, foi simulado um predomínio de perdas de água do canal para a planície desde Cáceres até Porto Conceição. De Cáceres até a afluição com o rio Jauru, ocorreram perdas laterais com picos de até 500 m³/s durante as cheias. Esses picos foram de até 400 m³/s no trecho Jauru-Descalvados e de até mais de 600 m³/s entre Descalvados e Porto Conceição.

No trecho a jusante de Porto Conceição até o posto Porto São Francisco, o predomínio foi de aporte lateral da planície para o canal do rio Para-

guai. A montante de Amolar, ocorrem picos de ganho de água da planície de até 300 m³/s, enquanto no trecho entre Amolar e P. S. Francisco esses picos foram de até 500 m³/s. Nesses dois trechos, o aporte de água simulado ocorre ao longo de todo ano.

Para ilustrar a qualidade da representação do regime de vazões no rio Paraguai, são mostrados os hidrogramas observados e calculados nos postos Amolar e Porto da Manga (Figura 8). Devido à contribuição do rio Cuiabá, 22 km a montante de Amolar, as vazões observadas nesse posto alcançam picos de até quase 2.000 m³/s. O ajuste do modelo nesse posto foi satisfatório, obtendo-se NS = 0,67, NSlog = 0,72 e o erro de volume aproximadamente 6,3%. Há dificuldade em reproduzir as vazões de pico, ocorrendo superestimativas de até 17% como na cheia de 2006 ou subestimativas de até 9% como na cheia de 2005. Há a tendência também de superestimar as vazões de recessão.

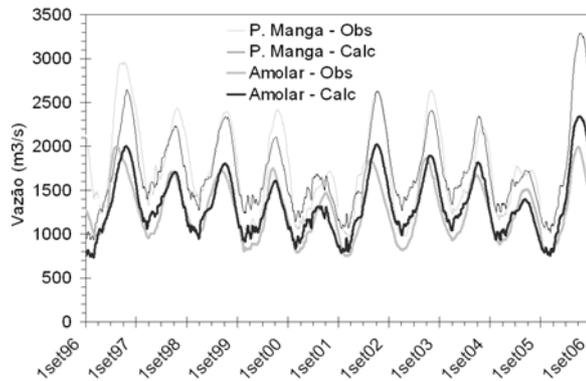


Figura 8 - Vazões observadas e calculadas em Amolar e P. Manga no rio Paraguai.

Em P. Manga o ajuste do modelo hidrodinâmico obteve estatísticas NS = 0,82, NSlog = 0,76 e EV = 2,5%. Houve a tendência do modelo em subestimar as vazões de pico e superestimar as vazões no período de recessão, mas em menor grau do que as tendências verificadas no posto Amolar.

Inundação na planície

Com o modelo de inundação foi simulado um total de áreas inundadas no Pantanal que alcança de 100 a 126 mil km² durante o período de cheias (Figura 9). Na estiagem, a área inundada se reduz até um limiar em torno de 35 a 45 mil km². Tem-se um aumento de 2,2 a 3,6 vezes a extensão total da inundação entre os períodos seco e de cheia.

Estimativas feitas por Hamilton et al. (1996), a partir de imagens do sensor SMMR (Scanning Multichannel Microwave Radiometer, satélite Nimbus-7) referentes ao período de 1979 a 1987, indicaram um total de áreas inundadas variando de 10 a 110 mil km². As áreas máximas de inundação do referido estudo têm valores bem semelhantes com os valores obtidos nesta pesquisa. A diferença principal é que nas estimativas de Hamilton et al. (1996) a área inundada fica reduzida a uma extensão bem menor durante o período seco. A configuração das manchas de inundação simuladas varia a cada ano conforme a ocorrência de precipitações, condições anteriores de inundação na planície e devido às variações nas intensidades das contribuições das sub-bacias do Planalto.

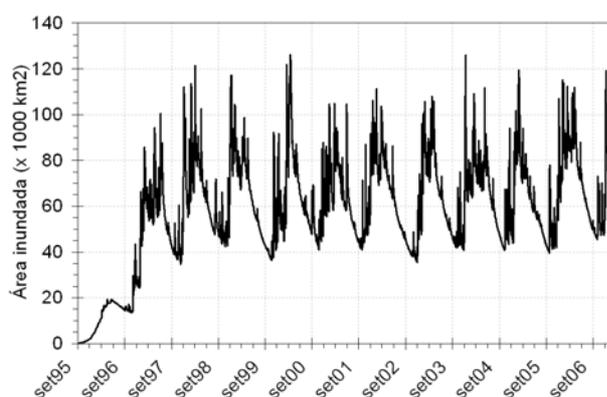


Figura 9 - Total de áreas inundadas simuladas no Pantanal.

Os mapas de inundação apresentados na Figura 10 ilustram o padrão de inundações típico simulado ao longo do pulso de inundação. Ao longo de todo ano, observam-se áreas inundadas de forma quase permanente. Essas áreas são inundadas devido principalmente ao extravasamento de água dos canais principais para a planície e configuram o padrão principal de inundações no Pantanal. Como exemplos dessas áreas tem-se a região no entorno da afluição do rio Cuiabá ao rio Paraguai e desse ponto para jusante ao longo das margens do rio Paraguai até a afluição dos rios Negro e Miranda, além da região do leque aluvial do rio Taquari.

A ocorrência de precipitação aumenta a contribuição nas áreas de inundação permanente. O principal efeito das chuvas, entretanto, é tornar a inundação generalizada sobre a planície, embora com lâminas d'água bem inferiores àquelas das áreas permanentes. No mês de março/2000, a inun-

dação abrangeu quase toda a extensão do Pantanal, sendo que mais de 85% da extensão da planície simulada esteve com lâmina d'água superior a 2 cm.

CONCLUSÕES

Neste artigo foi apresentado um sistema computacional de simulação para representar matematicamente o comportamento hidrológico em sistemas complexos de rios e planícies de grande escala. Como exemplo de aplicação, foi simulada a Bacia do Alto Paraguai no período de set/1995 a dez/2006, abrangendo um total de 3.965 km de canais e 219.514 km² de planícies.

Esse exemplo de aplicação demonstrou que a abordagem proposta constitui satisfatoriamente uma forma de simular e representar o regime hidrológico e os pulsos de inundação em rios com grandes planícies e com escassez de dados.

Foram analisados o regime de vazões e variação de nível d'água nos canais de drenagem e os padrões de inundação em termos de manchas de inundação e áreas inundadas. Pela comparação com dados observados ou estimados em outros estudos, a conclusão geral é que os resultados foram bastante satisfatórios e validam o sistema computacional proposto. Destaca-se a capacidade de representar o grande volume de água trocado entre canais principais e planícies de inundação.

O sistema de modelagem desenvolvido se baseia em métodos descritos na literatura, mas com várias adaptações específicas para tratar com maiores escalas de tempo e espaço. Por exemplo, a inclusão dos processos verticais na planície na modelagem, mesmo de forma simplificada, é uma abordagem inovadora em relação aos demais exemplos de simulação de inundação de planície com modelos tipo raster. Os resultados obtidos da aplicação à Bacia do Alto Paraguai indicam que levar em conta os processos verticais é fundamental para simular a ocorrência de cheias locais devido à precipitação e o pulso de inundação entre os períodos de cheia e seca.

A consideração de canais de ligação entre elementos da planície e de reservatórios do solo são outras duas inovações no sistema de modelagem desenvolvido em relação às abordagens anteriores. Duas modificações que têm fundamentação na realidade física dos processos representados. Além disso, a ocorrência de trocas laterais entre elementos da planície via canais de largura mais estreita que a dimensão dos elementos evitou maiores problemas com instabilidades numéricas, por haver maior con-

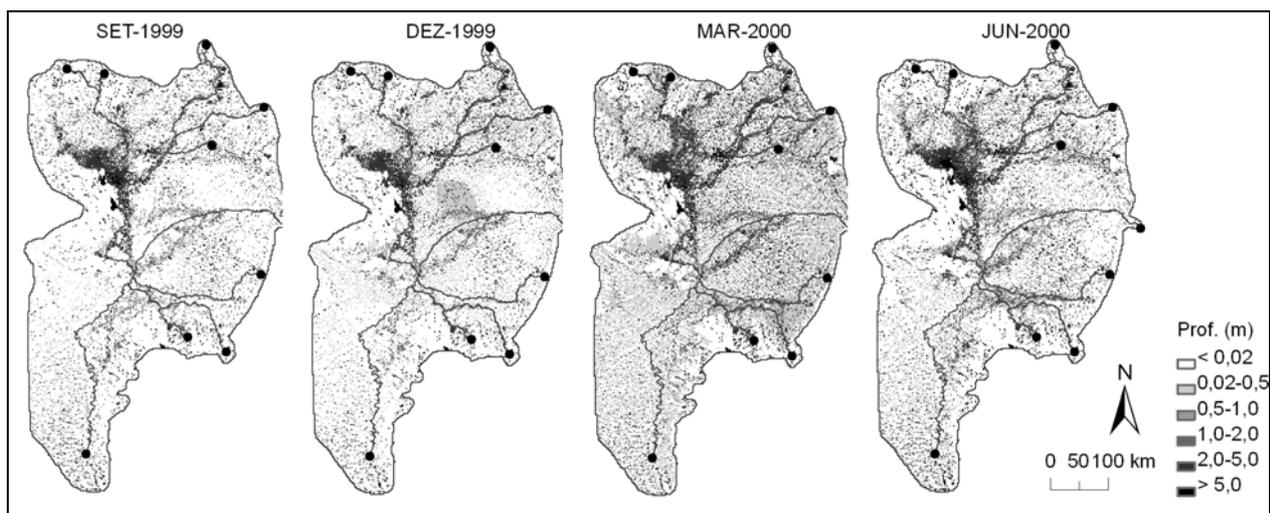


Figura 10 - Manchas de inundação simuladas nas datas 1/set/99, 1/dez/99, 1/mar/00 e 1/jun/00.

trole no volume de água trocado a cada passo de tempo. A desvantagem dessa abordagem é a dificuldade de definição e ajuste desses parâmetros com base nas características físicas da planície ou por comparação entre os resultados e observações.

Continuando o estudo da modelagem das inundações no Pantanal, estudos posteriores deverão enfatizar o ajuste dos parâmetros com base na comparação entre manchas de inundação simuladas e estimadas por sensores orbitais.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq, pela concessão de bolsa de Doutorado ao 1º autor para a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

- ABBOTT, M. B. Computational hydraulics - Elements of the theory of free surface flows. Pitman Advanced Publishing Program. Londres (Inglaterra), 326 p., 1979.
- BATES, P. D.; DE ROO, A. P. A simple raster-based model for flood inundation simulation. *Journal of Hydrology*, 236, p. 54-77, 2000.
- BEFFA, C.; CONNELL, R. J. Two-dimensional flood plain flow I: model description. *Journal of Hydrologic Engineering*, 6(5), p. 397-405, 2001.
- CHAPMAN, B.; JOST, G.; VAN DER PAAS, A. R. Using OpenMP – portable shared memory parallel programming. The MIT Press. Massachusetts (EUA), 378 p., 2008.
- CHOW, V. T. Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill. New York (EUA), 680 p., 1959.
- CHOW, V. T. Handbook of Applied Hydrology. A Compendium of Water-Resources Technology. McGraw-Hill. New York (EUA), cap. 7, p. 25-26, 1964.
- COLLISCHONN, W.; ALLASIA, D.; SILVA, B. C.; TUCCI, C. E. M. The MGB-IPH model for large scale rainfall runoff modeling. *Hydrological Sciences Journal*, 52(5), p. 878-895, 2007.
- COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Modelagem hidrológica de grandes bacias. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 6(1), p. 15-35, 2001.
- CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M.; VERWEY, A. Practical Aspects of Computational River Hydraulics. Pitman Publishing. Boston (EUA), 420 p., 1981.
- FAIRFIELD, J.; LEYMARIE, P. Drainage networks from grid digital elevation models. *Water Resources Research*, 27(5), p. 709-717, 1991.
- FREAD, D. L. Flow Routing. In: Maidment, D. R. (ed.). *Handbook of Hydrology*. McGraw-Hill, 1992.
- HAMILTON, S. K.; SIPPEL, S. J.; MELACK, J. M. Inundation patterns in the Pantanal wetland of South America determined from passive microwave remote sensing. *Archive Für Hydrobiologie*, 137(1), p. 1-23, 1996.
- HERMANN, M. Parallel Programming in Fortran 95 using OpenMP. Universidad de Madrid. Madrid (Espanha), 75 p., 2002.

- HORRITT, M. S.; BATES, P. D. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. *Journal of Hydrology*, 268, p. 87-99, 2002.
- HUNTER, N. M.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; WILSON, M. D. Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: a review. *Geomorphology*, 90, p. 208-225, 2007.
- JENSON, S. K.; DOMINGUE, J. O. Extracting topographic structure from digital elevation data for geographic information system analysis. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 54(11), p. 1593-1600, 1988.
- JUNK, W. J.; BAYLEY, P. B.; SPARKS, R. E. The Flood Pulse Concept in River-Floodplain-Systems. *Canadian Special Publications for Fisheries and Aquatic Sciences*, 106, p. 110-127, 1989.
- KNIGHT, D. W.; SHIONO, K. River channel and floodplain hydraulics. In: Anderson, M. G.; Walling, D. E.; Bates, P. D. *Floodplain Processes*. John Wiley & Sons. Chichester (Inglaterra), 658 p., c. 5, 1996.
- NICHOLAS, A. P.; MCLELLAND, S. J. Computational fluid dynamics modelling of three-dimensional processes on natural river floodplains. *Journal of Hydraulic Research*, 42(2), p. 131-143, 2004.
- PAZ, A. R. Simulação hidrológica de rios com grandes planícies de inundação. Tese de Doutorado, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 235 p., 2010.
- PAZ, A. R.; BRAVO, J. M.; ALLASIA, D.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Large-scale hydrodynamic modeling of a complex river network and floodplains. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(2), p. 152-165, 2010.
- PAZ, A. R.; COLLISCHONN, W. Derivação de rede de drenagem a partir de dados do SRTM. *Revista Geográfica Acadêmica*, 2(2), p. 84-95, 2008.
- POFF, N. L.; ALLAN, J. D.; BAIN, M. B.; KARR, J. R.; PRESTEGAARD, K. L.; RICHTER, B. D.; SPARKS, R. E.; STROMBERG, J. C. The natural flow regime: a paradigm for river conservation and restoration. *Bioscience*, 47(11), p. 769-784, 1997.
- POSTEL, S.; RICHTER, B. *Rivers for life: managing water for people and nature*. Island Press. Washington (EUA), 253 p., 2003.
- STEWART, M. D.; BATES, M. D.; ANDERSON, M. G.; PRICE, D. A.; BURT, T. P. Modelling floods in hydrologically complex lowland river reaches. *Journal of Hydrology*, 223, p. 85-106, 1999.
- TUCCI, C. E. M. Hydraulic and Water Quality Model for a River Network. Tese de Doutorado, Colorado State University, EUA, 218 p., 1978.
- TUCCI, C. E. M. Modelos Hidrológicos. 2ª edição. Editora da UFRGS. Porto Alegre. 678 p., 1998.
- TUCCI, C. E. M.; VILLANUEVA, A.; COLLISCHONN, W.; ALLASIA, D. G.; BRAVO, J.; COLLISCHONN, B. Projeto de Implementação de Práticas de Gerenciamento Integrado de Bacia Hidrográfica para o Pantanal e Bacia do Alto Paraguai, Subprojeto 5.4 – Modelo Integrado de Gerenciamento Hidrológico da Bacia do Alto Paraguai, ANA/GEF/PNUMA/OEA, Porto Alegre, 554 p., 2005.
- VERWEY, A. Hydroinformatics support to flood forecasting and flood management. In: The Fourth Inter-Celtic Colloquium on Hydrology and Management of Water Resources, IAHS-AISH, Guimarães (Portugal), 2005.
- WILSON, M.; BATES, P.; ALSDORF, D.; FORSBERG, B.; HORRITT, M. Modeling large-scale inundation of Amazonian seasonally flooded wetlands. *Geophysical Research Letters*, 34, L15404, 2007.

Hydrologic Simulation Of Rivers With Large Floodplains

ABSTRACT

The mathematical simulation of river flow routing has been performed mostly using one-dimensional (1D) models coupled or not with floodplain storage cells. For rivers with large floodplains, the overflow of water from the main channel to the floodplains and the propagation of inundation are the main governing factors of flood wave routing. If the modeling study aims at representing these processes, traditional methods are not adequate. A more recent approach has been proposed, based on coupling a 1D model for channel flow routing and a raster-based model for two-dimensional floodplain inundation routing. This paper presents a computational simulation system developed for this purpose, and its application to the Upper Paraguay river basin. The results obtained show an excellent reproduction of the flow regime in the main channels and the coherent simulation of inundation patterns in space and time. Permanently flooded areas are governed by water exchanged from the main channels, while precipitation plays the key role for the seasonal flood pulse, highlighting the importance of incorporating vertical hydrological processes to floodplain modeling.

Key-words: *hydrologic modeling, Pantanal, flood pulse, computational hydraulics.*

Acumulação e Transporte de Sedimentos na Microdrenagem: Monitoramento e Modelagem

Ana Paula Gomes e Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva

GHIDROS – Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental/UFSM

anapaulaa.gomes@gmail.com, eloiza@ct.ufsm.br

Recebido: 11/04/09 - revisado: 19/03/10 - aceito: 07/10/10

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo, contribuir para o entendimento do processo de acumulação e transporte de sedimentos na rede de microdrenagem proveniente de uma área urbana. O modelo SWMM foi utilizado com dados de monitoramento de precipitação, vazão, sedimento e foi avaliado o uso do solo, em uma área urbana de 0,012 km². As concentrações de sedimentos, das amostras líquidas do escoamento pluvial, variaram entre 3,48 e 6205 mg/L. O modelo SWMM foi utilizado na calibração e simulação quali-quantitativa do escoamento superficial. Os módulos calibrados e avaliados no modelo foram os módulos Runoff e Transport. A simulação da qualidade do escoamento superficial apresentou um coeficiente de correlação médio de 0,87 e erros médios entre os valores calculados e observados de 36%. Os resultados obtidos na calibração dos parâmetros foram satisfatórios, obtendo-se uma boa representação dos processos envolvidos na rede de microdrenagem.

Palavras-chave: Sedimentos, Drenagem Urbana, Modelagem, SWMM.

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento urbano produz um aumento na produção de sedimentos e na degradação da qualidade da água superficial. Os problemas causados pelos sedimentos na drenagem urbana geralmente estão relacionados à perda da capacidade hidráulica, levando ao transbordamento e poluição das águas receptoras. (Butler & Clarke, 1995)

Dentre os estudos sobre a produção e propagação de sedimentos na microdrenagem podem-se destacar os trabalhos de Bannerman et al. (1993), Vaze & Chiew (2002), Mathukaruppan et al. (2002), Egodawatta & Goonetilleke (2007), Ichiki et al. (2007).

A modelagem matemática é uma ferramenta importante para o planejamento, dimensionamento e operação da drenagem urbana. Maksimovic (2001) comenta sobre sua utilidade na verificação das condições de funcionamento dos sistemas de drenagem e na determinação das respostas da bacia, auxiliando na avaliação da poluição, no planejamento e gerenciamento do sistema. Ele destaca os seguintes modelos: SWMM (US EPA's Storm Water Management Model, Huber 1995), Hydroworks (HR Wallinford – Wallingford Software), MOUSE (DHI – Danish Hydraulics Institute – 1990), Hystem Extran

(ITWH – Fuchs and Scheffer (1990), Bemus (IRT-CUD, Djordjevic et al 1998).

Este trabalho tem o objetivo de analisar e compreender os processos envolvidos na acumulação e propagação dos sedimentos provenientes de superfícies impermeáveis. Para atingir este objetivo, foram construídos sedimentogramas de cheia na saída da microdrenagem e utilizado o modelo SWMM para a simulação dos processos envolvidos através dos dados observados. O estudo foi realizado em uma área urbana, com monitoramento hidrológico e sedimentológico, na cidade de Santa Maria, RS, Brasil.

DESCRIÇÃO DA ÁREA ESTUDADA

A pesquisa foi realizada na Bacia do Arroio Cancela, afluente do Arroio Cadena, na cidade de Santa Maria, RS. A área de estudo é predominantemente residencial com a presença de alguns estabelecimentos comerciais e possui área de 0,012 km². Neste local foi implantado monitoramento hidrosedimentológico por Dotto et al. (2007). A Figura 1 apresenta localização da área em estudo e as estações de monitoramento.

Na área de contribuição está inserida a primeira quadra da rua Marquês do Herval, a rua Ta-

manday e uma área residencial. A primeira quadra da rua Marquês do Herval apresenta 163,26 m de comprimento, 9 m de largura, 0,0531 m/m de declividade média, pavimento do tipo asfalto e uma boca de lobo localizada no lado esquerdo inferior da rua. A rua Tamanday apresenta 142,85 m de comprimento, 9m de largura, 0,0143 m/m de declividade média, pavimento do tipo bloco de concreto, duas bocas de lobo e dois poços de visitas.

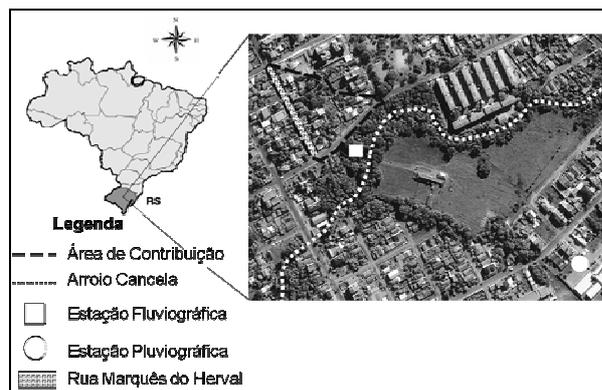


Figura 1- Localização da área de estudo.

(Fonte: modificado de Dotto 2006)

MONITORAMENTO PLUVIOMÉTRICO, FLUVIOMÉTRICO E SEDIMENTOMÉTRICO

Os dados de precipitação foram obtidos da estação pluviográfica Sest Senat, monitorada pelo grupo GHIDROS desde 22/12/2003, distante 800 m da área de estudo e localizada nas coordenadas 29°42'13,93" S e 53°48'2,58" W (Dotto, 2006).

Essa estação possui um pluviômetro eletrônico do tipo Pluvio-OTT, com intervalo de tempo de um minuto entre cada leitura a partir do início da precipitação.

Os dados de vazão e sedimentos foram obtidos da estação fluviométrica Tamandaí, monitorada pelo grupo GHIDROS, desde maio de 2005, localizada nas coordenadas 29°42'6,4" S e 53°48'16,2" W (Dotto, 2006).

A estação está equipada com um registrador de nível digital do tipo Thalimedes (OTT) e com uma calha. O registrador de nível foi configurado para um intervalo de tempo de 1 minuto na ocorrência de no mínimo 5 mm de variação no nível.

Apresenta uma calha de fundo plano, proposta por Scogerboe et al. (1972) apud Martins e Paiva (2001), que difere da calha Parshall por ter o

fundo plano e apresentar um estreitamento de seção localizado a um terço da borda inicial. A vazão na calha pode ser obtida através da equação 1.

$$Q = 0,958h_a^{1,65} \quad (1)$$

onde: h_a é a altura da lâmina da água, (m), e Q é a vazão, (m³/s).

A equação 1 foi verificada por Dotto (2006) através de medições de vazões com o auxílio de um sensor de velocidade baseado no princípio magnético indutivo. A verificação apresentou um bom ajuste da equação sendo utilizada neste estudo para estimativa da vazão.

Foram coletados sedimentos secos ao longo das sarjetas da rua Marquês do Herval, com o auxílio de um aspirador de pó, com a finalidade de identificar o início do processo de acumulação e transporte de sedimento.

A coleta de água na drenagem pluvial foi feita com amostrador de água automático modelo ISCO FR7600. O equipamento é composto por 24 garrafas plásticas com capacidade de 1000 mL, que ficam acondicionadas no interior do amostrador, o qual é composto de três partes bem definidas: painel de controle, bomba de sucção e refrigerador. A Figura 2 apresenta o amostrador junto à calha.

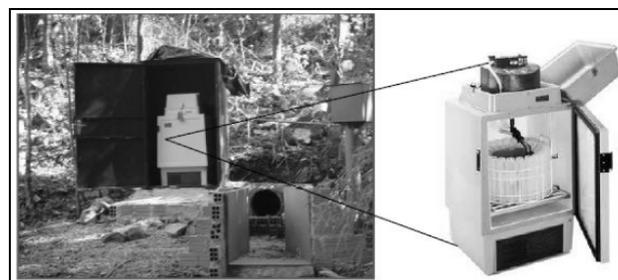


Figura 2 – Amostrador ISCO modelo FR7600.

Fonte: Dotto (2006).

DISCRETIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

Foi realizado detalhamento do uso do solo e discretização, tendo em vista a aplicação do modelo SWMM (James et al. 2003), de modo a representar a acumulação e o transporte dos sedimentos.

A subdivisão da área em estudo baseou-se nas características físicas, obtidas no modelo numérico do terreno, nas informações reais do sistema de drenagem e na análise do uso do solo, resultando, assim, em três subáreas. As análises do uso do solo

foram obtidas através da imagem do satélite Ikonos, do ano de 2004.

A discretização do sistema de drenagem foi realizada a partir de dados obtidos com levantamentos topográficos realizados para os condutos, boca de lobo e poços de visita. A Figura 3 mostra a área com as subáreas.

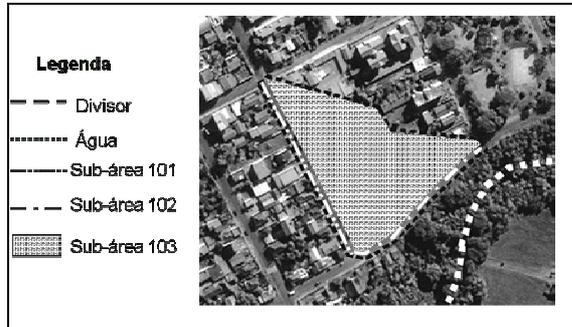


Figura 3 – Discretização da área.

As características físicas para cada subárea são apresentadas na Tabela 1. Nesta tabela, também são apresentados os valores de porcentagem de áreas impermeáveis, permeáveis e a largura obtida para cada subárea.

Para ruas asfaltadas, calçadas públicas e telhados foram adotados 100% de impermeabilização e para rua de bloco de concreto foi considerado 78% de impermeabilização.

Para a definição da largura das subáreas (w), foi adotado o valor da largura do retângulo equivalente (l_e), dado pela equação 2.

$$l_e = \frac{k_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_c} \right)^2} \right] \quad (2)$$

onde l_e é a largura do retângulo equivalente (m), A é a área total ou subárea (m^2), k_c é o coeficiente de compacidade, igual $0,282[P / (A^{0,5})]$ e P é o perímetro da área total ou subárea (m).

Tabela 1 – Características das subáreas

SubA	l_e	Área (ha)	AI (%)	AP (%)	S (m/m)
101	4,53	0,073	100	0	0,0531
102	51,05	1,064	58	42	0,0531
103	3,98	0,053	78	22	0,0143

onde SubA é a subárea, l_e é a largura do retângulo equivalente, AI é a porcentagem de área impermeável, AP é a porcentagem de área permeável e S é a declividade.

O sistema de drenagem, após discretizado, consistiu em cinco trechos, sendo estes classificados em cinco condutos circulares. A figura 4 mostra um desenho esquemático do sistema de drenagem com a contribuição de cada subárea.

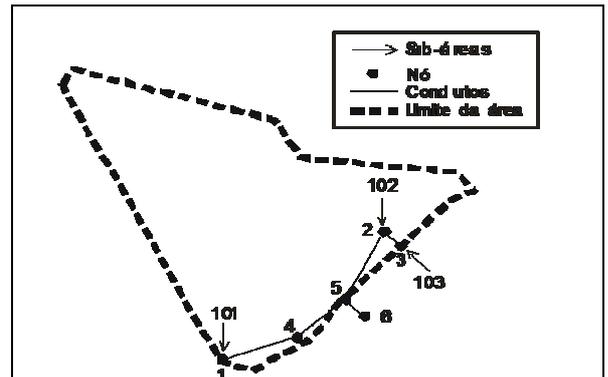


Figura 4 – Desenho esquemático do sistema de drenagem.

A Tabela 2 apresenta as características dos condutos, que foram obtidas através de levantamento topográfico, visitas a campo e consulta do projeto pluvial concedida pela prefeitura de Santa Maria.

Tabela 2 – Características dos condutos

Nº	Nós	C (m)	FST	D (m/m)	Ø (m)
10	1 4	38,45	Conduto Circular	0,015	0,3
20	4 5	25,29	Conduto Circular	0,063	0,3
30	3 2	8,25	Conduto Circular	0,013	0,3
40	2 5	26,53	Conduto Circular	0,018	0,3
50	5 6	6	Conduto Circular	0,795	0,4

onde N° é o número do conduto, C é o comprimento, FST é a forma da seção transversal, D é a declividade e Ø é o diâmetro de cada conduto.

APLICAÇÃO DO MODELO SWMM (*Storm Water Management Model*)

O modelo SWMM foi desenvolvido pela EPA (Environmental Protection Agency) entre 1969 e 1971 e vem sofrendo diversas atualizações. A simulação dos processos hidráulicos/hidrológicos é realizada através dos blocos *Runoff* (transformação chuva-vazão), *Transport* (modelação da rede de drenagem conforme o conceito de onda cinemática), *Extran* (modelação hidrodinâmica de condutos e canais) e *Storage/Treatment* (qualidade da água) (Garcia e Paiva (2006), James et al. (2003)).

O modelo foi aplicado para a área em estudo através da utilização dos módulos *Runoff* e *Transport*. O módulo *Runoff* foi utilizado para a simulação da qualidade do escoamento pluvial gerado em áreas urbanas. O módulo *Transport* foi utilizado para a propagação da qualidade do escoamento pluvial através do sistema de drenagem.

Os eventos simulados foram: 03 e 04/10/05, 23/12/05, 14/12/06, 02/08/07, 18/09/07, 13 e 14/11/07, obtidos através do monitoramento realizado na área em estudo no período de junho de 2005 a novembro de 2007, onde foram selecionados seis eventos para as simulações.

O tipo de poluente simulado neste estudo foi a concentração de sedimentos em suspensão presente no escoamento pluvial.

No módulo *Runoff* há seis parâmetros para a simulação da qualidade do escoamento, sendo um deles determinado diretamente, sendo ele: a duração do período seco antecedente (DRYDAY). Os demais parâmetros foram calibrados para cada evento, sendo eles: a máxima quantidade de poluentes disponível na superfície QFAC(1), a constante QFACT(2) da função de acumulação, para o tipo exponencial, e os parâmetros WASHPO e RCOEF da função de carreamento dos poluentes sobre a superfície.

O módulo *Transport* simula o transporte de sedimentos em suspensão, contido no escoamento através da rede de drenagem, por meio do diagrama de Shields, sendo necessário informar a distribuição granulométrica e a densidade específica de cada poluente. Para a distribuição granulométrica foi utilizado um valor médio em relação aos dias secos antecedentes aos eventos, coletados ao longo das sarjetas. A tabela 3 apresenta a porcentagem acumulada dos sedimentos coletados em cada evento monitorado.

Em ambos os módulos, a calibração foi feita através de um processo manual, por tentativa e erro,

individualmente para cada evento monitorado, sem a utilização de algoritmos de otimização, como proposto, por exemplo, por Santos et al. (2003).

Tabela 3 – Granulometria utilizada no módulo *Transport* para cada evento.

T (mm)	Ev1	Ev2	Ev3	Ev4	Ev5	Ev6
	%Sup	%Sup	%Sup	%Sup	%Sup	%Sup
0,125	91,2	91,5	92,8	91,6	95,2	91,2
0,25	68,1	66,1	73,4	70,8	80,6	68,1
0,5	29,2	26,7	32,5	29	37,6	29,2
2	7,4	5,6	5,7	8,8	9,5	7,4

onde T é o tamanho do sedimento, Ev1 é o evento do dia 03 e 04/10/05, Ev2 é o evento do dia 23/12/05, Ev3 é o evento do dia 14/12/06, Ev4 é o evento do dia 02/08/07, Ev5 é o evento do dia 18/09/07, Ev6 é o evento do dia 13 e 14/10/07 e Sup é a porcentagem retida na peneira.

Os eventos usados para a calibração foram os mesmos usados para a validação dos parâmetros obtidos.

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DO MODELO

A análise de sensibilidade dos parâmetros relacionados com a concentração de sedimentos em suspensão, dos módulos *Runoff* e *Transport*, foi realizada com o objetivo de perceber a influência de cada parâmetro nos resultados do modelo.

Para a análise de sensibilidade foi utilizada uma variável dependente que foi o erro médio entre os valores observados e calculados.

Para esta análise foi selecionado o evento do dia 14/12/06, com uma precipitação acumulada de 11,32 mm. Este evento foi escolhido por ter apresentado um bom ajuste na calibração de seus parâmetros.

Os parâmetros utilizados em relação ao módulo *Runoff* foram a máxima quantidade de poluentes disponível na superfície (QFAC(1)), a constante de acumulação (QFACT(2)) e os parâmetros da função de carreamento (WASHPO e RCOEF).

Para o módulo *Transport* foi analisado o parâmetro que representa a densidade específica da partícula.

RESULTADOS

Os resultados da calibração apresentaram um ajuste médio em relação ao coeficiente de correlação, R, de 0,87; e o erro entre os valores calculados e observados resultou em um valor médio de 36%. As Figuras 5 a 10 apresentam gráficos dos eventos ajustados.

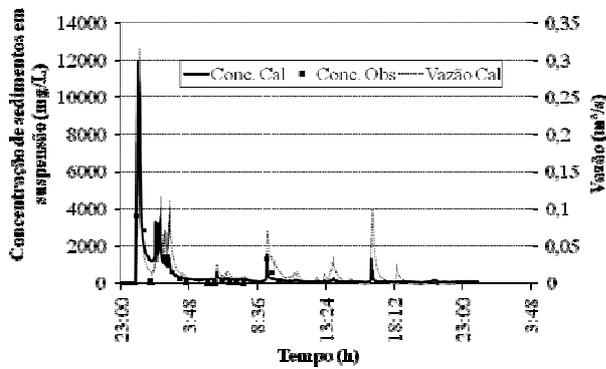


Figura 5 – Evolução da concentração de sólidos suspensos para o evento 03 e 04/10/05.

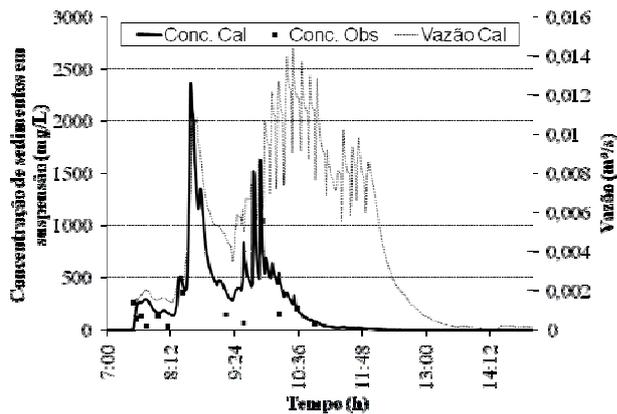


Figura 6 – Evolução da concentração de sólidos suspensos para o evento 23/12/05.

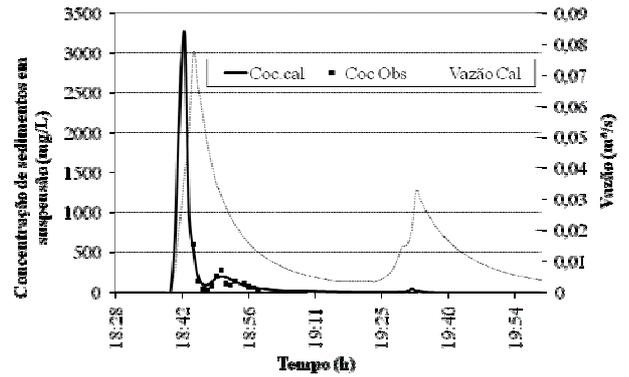


Figura 7 – Evolução da concentração de sólidos suspensos para o evento 14/12/06.

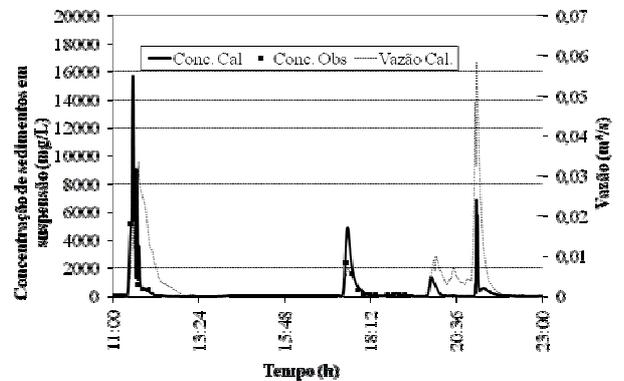


Figura 8 – Evolução da concentração de sólidos suspensos para o evento 02/08/07.

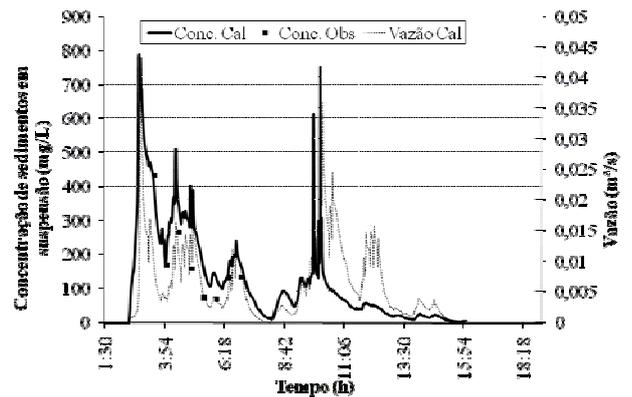


Figura 9 – Evolução da concentração de sólidos suspensos para o evento 18/09/07.

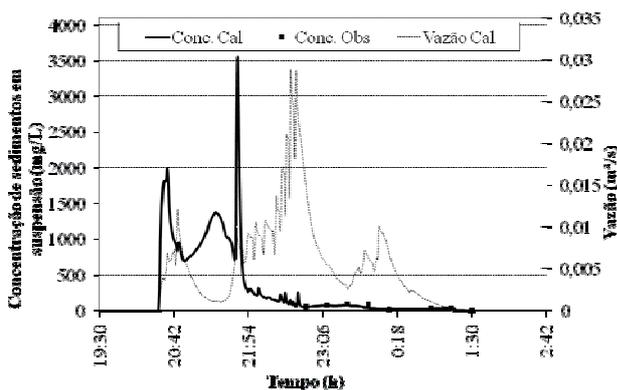


Figura 10 – Evolução da concentração de sólidos suspensos para o evento 13 e 14/11/07.

No módulo *Runoff* foram calibrados os processos de deposição e transporte dos poluentes sobre a superfície em estudo, enquanto que, no módulo *Transport* foi calibrado o processo de transporte de sedimentos através do sistema de drenagem. A seguir são descritos os parâmetros calibrados em cada um dos processos.

- **Calibração da função de acumulação dos poluentes.**

A função exponencial de acumulação de poluentes sobre a superfície, utilizada neste estudo, possui dois principais parâmetros a serem calibrados, que são a máxima quantidade de poluentes disponível, QFACT(1), e o coeficiente de acumulação, QFACT(2).

Os valores encontrados para a máxima quantidade de sedimentos em suspensão variaram de 19 a 210 g/m². Este parâmetro varia muito de um evento para o outro, visto que é um parâmetro que sofre interferência de vários outros fatores como, por exemplo: a duração do período seco antecedente ao evento, surgimento de fontes extras, implementações de loteamentos, entre outros.

Para o coeficiente de acumulação, os valores variaram de 0,01 a 0,45. Segundo Deletic et al. (1997), esse coeficiente de acumulação está relacionado principalmente com o uso do solo.

- **Calibração da função de transporte dos poluentes.**

A função de carreamento dos poluentes utilizada pelo modelo SWMM possui dois parâ-

metros a serem calibrados que são o coeficiente de carreamento, RCOEF, e o expoente em relação à intensidade de chuva, WASHPO. Os valores encontrados para o coeficiente de carreamento variaram de 0,02 a 1,5 e o expoente em relação à intensidade de chuva variou de 0,1 a 2,2.

Chen & Adams (2007), em um estudo onde simularam a concentração de sedimentos em suspensão com a utilização do modelo SWMM, encontraram valores de 0,0112 e 0,96 para o coeficiente de carreamento e para o expoente em relação à intensidade de chuva, respectivamente.

Sonnem (1980, apud James et al., 2003) calculou o valor de RCOEF, pela teoria do transporte de sedimentos, encontrando valores entre 0,052 e 6,6 e observou que o coeficiente de carreamento aumentava inversamente com o diâmetro da partícula, e diretamente com a intensidade de chuva e o tamanho da área em estudo. Quanto menor for o diâmetro da partícula mais fácil será seu transporte, elevando assim o valor do coeficiente de carreamento. A intensidade de chuva interfere diretamente no transporte das partículas porque quanto maior for a intensidade mais facilmente ocorrerá o desprendimento das partículas da superfície a qual se encontram. A área de estudo interfere também no transporte das partículas, ou seja, quanto maior for a área maior será a disponibilidade de partículas a serem transportadas.

- **Calibração do transporte de sedimentos através do sistema de drenagem.**

A calibração do transporte de sedimentos através do sistema de drenagem envolve apenas dois parâmetros que é a densidade relativa do sedimento e a granulometria do poluente simulado. Estes parâmetros são utilizados para o cálculo do diâmetro crítico do sedimento, através do diagrama de Shields, e a quantificação da massa transportada. A densidade relativa da partícula foi calibrada para cada evento e variou entre 1,1 a 1,4.

Temprano et al. (2006) calibraram o modelo SWMM para a simulação de sólidos suspensos em um sistema de esgoto combinado e obteve um ajuste de 94% em relação ao coeficiente de correlação, R. No presente estudo, na calibração foi utilizado um valor fixo para a densidade relativa do sedimento de 2,65 para sólidos em suspensão.

A granulometria foi considerada para cada evento como um valor médio do sedimento seco coletado durante o período antecedente ao evento simulado. Os eventos dos dias 03 e 04/10/05 e 13 e 14/11/07 não possuíam dados de sedimentos secos

anteriores ao evento. Portanto, o valor atribuído para esses eventos foi um valor médio em relação a todos os dados coletados de sedimentos secos na rua (Gomes, 2008).

A tabela 4 apresenta os valores obtidos para cada parâmetro, o ajuste do coeficiente de correlação, R, e o erro entre os valores observados e calculados para cada evento.

Tabela 4 – Parâmetros obtidos na calibração do modelo para a área em estudo.

EV	DRYDAY	QFACT(1) kg/ha	QFACT(2)	WASHPO	RCOEF	SPG	R	E%
EV1	10	2100	0,45	1,4	0,02	1,2	0,94	48
EV2	15	400	0,01	2,1	0,2	1,4	0,64	48
EV3	5	250	0,01	2	0,6	1,1	0,95	30
EV4	10	1200	0,2	2	1,5	1,3	0,93	30
EV5	17	200	0,04	1,1	0,1	1,4	0,91	29
EV6	12	190	0,02	0,1	1	1,4	0,86	30
Média	723	0,12	1,4	0,6	1,3	0,87	36	

onde DRYDAY é o número de dias secos antecedentes ao evento, QFACT(1) é a quantidade de sedimentos disponível na superfície, QFACT(2) é o coeficiente de acumulação, RCOEF é o coeficiente de carreamento, WASHPO é um expoente da equação de carreamento, SPG é a densidade relativa da partícula, R é o coeficiente de correlação entre os valores observados e calculados e E% é o erro médio entre os valores observados e calculados.

A figura 11 apresenta a variação dos valores simulados, baseados nos eventos calibrados, em relação aos valores observados para todos os eventos.

Um fator desconhecido na simulação em relação à qualidade do escoamento é a quantidade de poluente remanescente de um evento no sistema de drenagem, que irá contribuir para o próximo evento como carga disponível dentro das canalizações. Nesse sentido, foi analisado o evento do dia 02/08/07 para verificar a influência da carga remanescente do evento anterior a este.

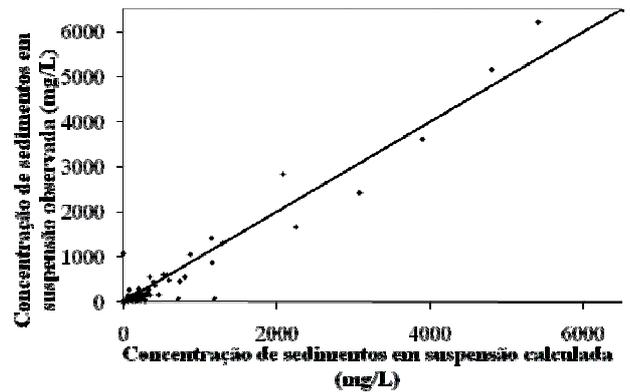


Figura 11 – Relação entre os valores simulados pelo SWMM e os observados.

A figura 12 apresenta a concentração de sedimentos em suspensão para o evento do dia 02/08/07 com simulação contínua e individual. A simulação contínua foi realizada levando em consideração o evento anterior ao dia 02/08/07 e a simulação individual foi realizada levando em consideração somente o evento do dia 02/08/07 isolado.

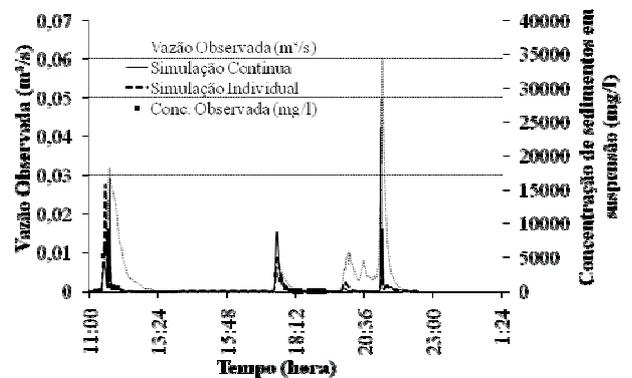


Figura 12 – Simulação contínua e individual do evento do dia 02/08/07.

Para as concentrações de sedimentos em suspensão ocorreu um aumento do erro médio de 30 para 38%, na simulação contínua, em relação às concentrações observadas. As Figuras 13 a 17 apresentam a quantidade de sedimentos a montante e a jusante em cada conduto para o evento do dia 02/08/07 simulado individualmente.

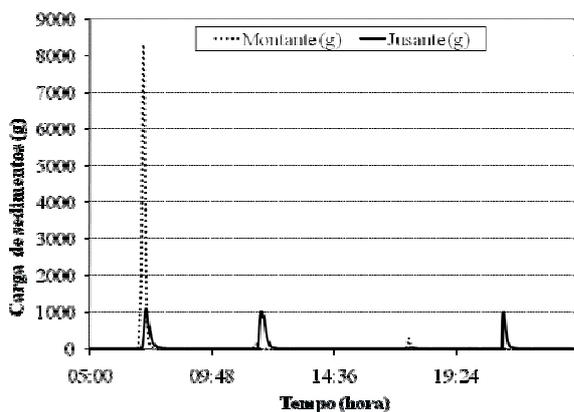


Figura 13 - Carga a montante e a jusante no conduto 10.

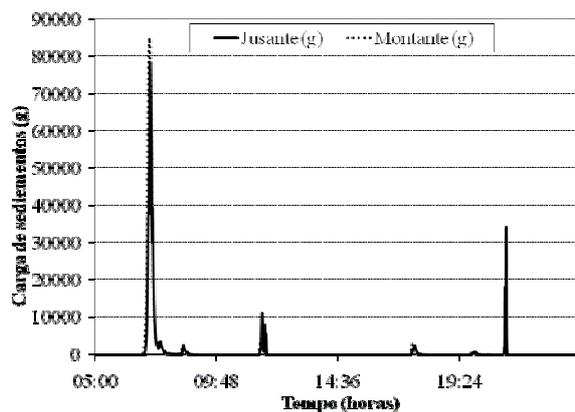


Figura 16 - Carga a montante e a jusante no conduto 40.

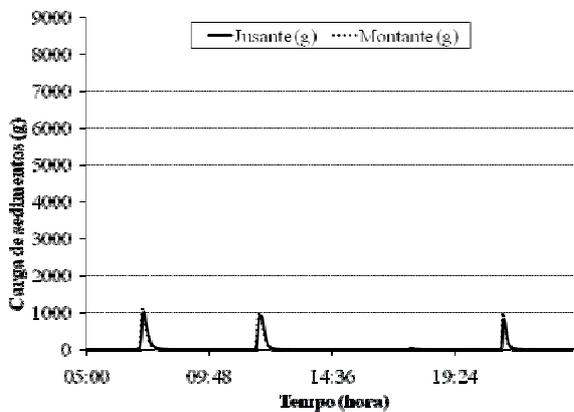


Figura 14 - Carga a montante e a jusante no conduto 20.

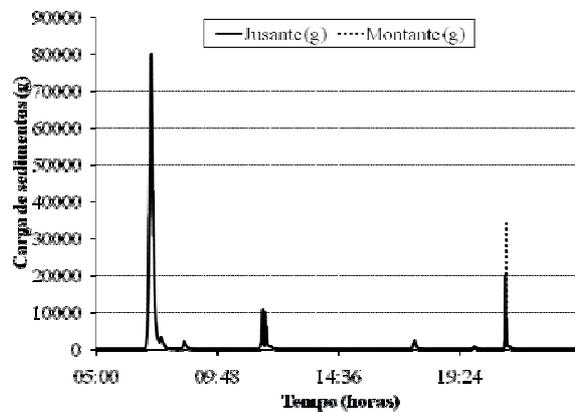


Figura 17 - Carga a montante e a jusante no conduto 50.

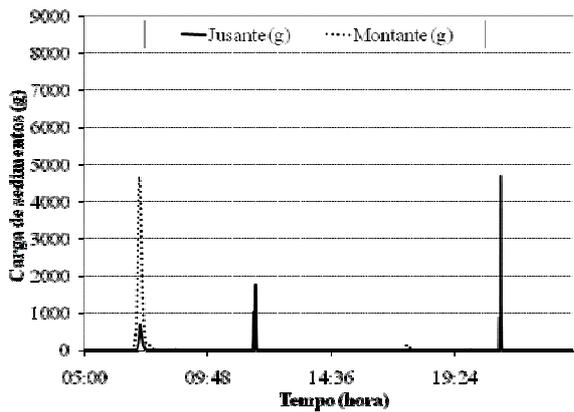


Figura 15 - Carga a montante e a jusante no conduto 30.

As tabelas 5 e 6 apresentam as cargas de sedimentos calculadas a montante, a jusante e retido na rede de drenagem, para o evento do dia 02/08/07, com simulação contínua e individual, respectivamente.

Tabela 5 – Simulação contínua - cargas de sedimentos em suspensão a montante, jusante e depositada.

Conduto	Montante (kg)	Jusante (kg)	Depositado (kg)
10	80,29	48,05	32,24
20	48,05	48,04	0,01
30	58,72	19,96	38,76
40	1201,22	944,23	256,99
50	992,27	989,52	2,75

Tabela 6 – Simulação individual - cargas de sedimentos em suspensão a montante, jusante e depositada.

Conduto	Montante (kg)	Jusante (kg)	Depositado (kg)
10	79,61	41,56	38,05
20	41,56	41,54	0,02
30	58,19	18,86	39,33
40	1188,45	962,68	225,77
50	1004,22	989,27	14,94

Através das tabelas, é possível concluir que a quantidade de sedimentos retida dentro da rede de microdrenagem foi de 330,75 kg e de 318,12 kg para a simulação contínua e individual, respectivamente. Logo, a quantidade de sedimentos remanescente contribuiu em 12,63 kg de sedimentos nas canalizações. Em relação à descarga sólida total, a simulação contínua apresentou 250 g a mais do que a simulação individual. É possível observar também que o conduto 40 apresentou uma deposição de aproximadamente 71% da carga total depositada, isto porque esse conduto drena 94% da área total. Os condutos 10 e 30 apresentaram uma deposição de aproximadamente 2% da carga total depositada em ambos os condutos.

A análise de sensibilidade realizada para os parâmetros, em relação à concentração de sedimentos em suspensão, dos módulos *Runoff* e *Transport*, apresentada a seguir, buscou avaliar a influência dos parâmetros no erro médio entre os valores simulados e observados para o aplicativo SWMM. O objetivo principal desta análise foi de observar a influência dos parâmetros para a área em estudo.

***Sensibilidade dos parâmetros do módulo Runoff**

Para o módulo *Runoff*, os parâmetros que apresentaram maior sensibilidade, em relação ao erro médio entre os valores simulados e calculados e a variável estudada foram a máxima quantidade de poluentes disponível (QFACT(1)), o coeficiente de acumulação (QFACT(2)) e o expoente da equação de transporte de sedimentos (WASHPO). O parâmetro do coeficiente de carregamento (RCOEF) não apresentou grande influência sobre o erro médio entre os valores simulados e observados. A figura 18 mostra a influência dos parâmetros analisados do módulo *Runoff*.

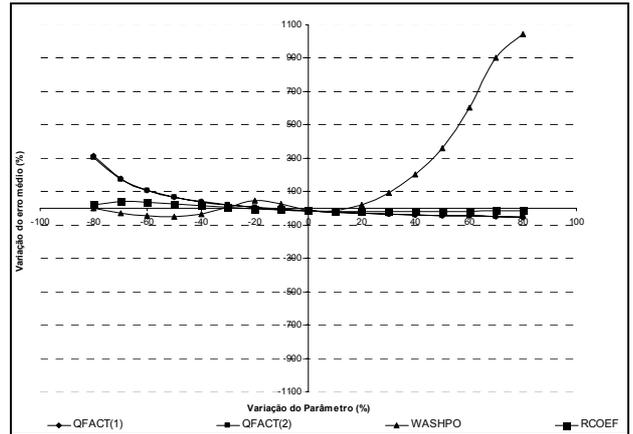


Figura 18 – Influência dos parâmetros de qualidade do módulo *Runoff* no erro médio.

Os parâmetros relacionados com a acumulação dos sedimentos sobre a superfície apresentaram maior sensibilidade para os valores menores da máxima quantidade de poluentes disponível (QFACT(1)) e do coeficiente de acumulação (QFACT(2)). O expoente da equação de transporte de sedimentos (WASHPO) causa aumento do erro médio, quando seu valor é aumentado.

***Sensibilidade do parâmetro do módulo Transport**

Para o módulo *Transport* o parâmetro relacionado à densidade específica do sedimento (SPG), apresentou maior sensibilidade, em relação ao erro médio entre os valores simulados e observados, quando seu valor era aumentado. A figura 19 mostra a influência dos parâmetros analisados no módulo *Transport* tendo o erro médio como variável dependente.

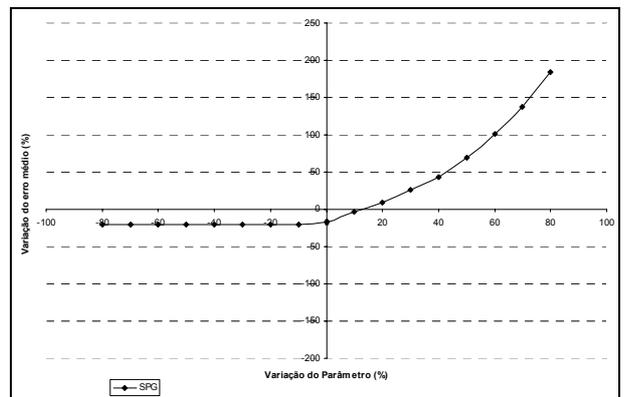


Figura 19 - Influência dos parâmetros de qualidade do módulo *Transport* no erro médio.

CONCLUSÕES

A presente pesquisa teve por objetivo contribuir para um melhor entendimento do processo de acumulação e propagação de sedimentos em uma rede de microdrenagem. As análises foram feitas através de monitoramento hidrológico, sedimentológico e modelagem com o modelo SWMM.

As coletas de amostras líquidas foram realizadas durante alguns eventos de precipitações, que tiveram o objetivo de determinar a concentração de sedimentos em suspensão, provenientes do escoamento pluvial. A concentração de sedimentos em suspensão apresentou uma variação entre 3,5 e 6205 mg/L durante os eventos monitorados, demonstrando uma grande variabilidade dos valores obtidos.

O modelo SWMM foi utilizado para avaliar os parâmetros envolvidos na qualidade das águas do escoamento pluvial. O nível de discretização em três subáreas foi adotado para a área em estudo, com base no sistema de drenagem, que se mostrou representativo em relação às condições existentes.

Para a simulação, foram selecionados seis eventos. Os resultados obtidos na calibração dos parâmetros, em relação à concentração de sedimentos em suspensão, apresentaram um coeficiente de correlação médio de 0,87 e um erro médio absoluto, entre os valores calculados e observados, de 36%.

Foi verificada a influência da carga residual dentro da rede de microdrenagem do evento antecedente ao evento do dia 02/08/07, o qual contribuiu para um acréscimo de 250 g na carga final de sedimentos em suspensão. Este valor pode sofrer variações dependendo do evento, podendo ser também significativo para uma área maior de contribuição.

Através deste estudo, foi possível perceber que a carga poluidora lançada no corpo receptor varia muito e depende de fatores como: intensidade da chuva, duração do evento, tamanho da área de contribuição e outros fatores que tornam a relação vazão carga poluidora difícil de ser estabelecida.

Na análise da sensibilidade do módulo *Runoff*, para a qualidade do escoamento superficial em relação à concentração de sedimentos em suspensão, os parâmetros que apresentaram maior sensibilidade foram a máxima quantidade de poluentes disponível (QFACT(1)), o coeficiente de acumulação (QFACT(2)) e o expoente da equação de transporte de sedimentos (WASHPO). O coeficiente de carreamento (RCOEF) não apresentou grande in-

fluência sobre o erro médio entre os valores simulados e observados.

No módulo *Transport*, o parâmetro que apresentou maior sensibilidade à qualidade do escoamento superficial em relação à concentração de sedimentos em suspensão foi a densidade específica do sedimento (SPG), tendo maior sensibilidade para valores altos de SPG.

O modelo SWMM, utilizado para a avaliação da qualidade da água relacionada ao sedimento, apresentou boa representação para a simulação na rede de microdrenagem. Assim, a simulação numérica pode ser usada como uma ferramenta tanto para o planejamento de projetos de drenagem urbana como para a avaliação dos impactos decorrentes, a fim de obterem-se soluções mitigadoras para a minimização desses poluentes.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq e CAPES pelo apoio financeiro e bolsas concedidas, e ao funcionário Alcides Sartori pelo auxílio nos trabalhos de campo.

REFERÊNCIAS

- BANNERMAN, R. T.; OWENS, D.W.; DODDS R.B.; HORNEWER, N.J. Sources of pollutants in Winconsin stormwater. *Water Science Technology*.v. 28, n. 3-5, p. 241-259, 1993.
- BUTLER, D. ; CLARK, P. Sediment management in urban drainage catchments. *Construction Industry Research and Information Association*. Report 134. 93p.
- CHEN, J. & ADAMS, B. J. A derived probability distribution approach to stormwater quality modeling. *Advances in Water Resources*. v. 30, p. 80-100, 2007.
- DELETIC, A.; MAKSIMOVIC, C.; IVETIC, M. Modelling of storm wash-off of suspended solids from impervious surfaces. *Journal of Hydraulic Research*. v. 35, n. 1, p. 99-118, 1997.
- DOTTO, C.B.S. Avaliação e Balanço de Sedimentos em Superfícies Asfálticas em Área Urbana de Santa Maria – RS. UFSM – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil. 126p. Dissertação de Mestrado. Santa Maria, 2006.
- DOTTO, C.B.S.; PAIVA, E.M.C.D.; SILVA, L.F. Acumulação e balanço de sedimentos em superfícies asfálticas em

- área urbana de Santa Maria - RS.. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 12, p. 1-11, 2007
- EGODAWATTA, P. & GOONETILLEKE, A. (2007) Understanding road surface pollutant wash-off and underlying physical processes using simulated rainfall. 11th International Conference on Diffuse Pollution. (CD-ROM).
- GARCIA, J.I.B.; PAIVA, E.M.C.D. Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia do Arroio Cancela - RS. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 11, p. 1-10, 2006.
- GOMES, A.P. Acumulação e transporte de sedimentos na microdrenagem: monitoramento e modelagem. 2008. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.
- ICHIKI, A.; IDO, F.; MINAMI, T. Runoff Characteristics of Highway Pollutants Based on a Long-term Survey through a Year. 11th International Conference on Diffuse Pollution. (CD-ROM).
- JAMES, W.; HUBER, W. C.; DICKINSON, R. E.; PITT, R. E.; JAMES, W. R. C.; ROSENER, L. A.; ALDRICH, J. A., User's Guide to SWMM, publicado por CHI, Guelph, Ontario, Canada, 2003.
- MAKSIMOVIC, C. General Overview of Urban Drainage Principles and Practice. Urban Drainage in Specific Climates (IHP-V-Technical Documents in Hydrology). Paris: UNESCO, Vol.1, n.40, p.1-21, 2001.
- MARTINS, E.S.P.R.; PAIVA, J.B.D. Quantidade dos recursos hídricos. In: PAIVA, J.B.D.; PAIVA, E.M.C.D. (Org.). *Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas*. Editora ABRH, p.531-566. Porto Alegre, 2001.
- MUTHUKARUPPAN, M., CHIEW, F.H.S. AND WONG, T. (2002) Size distribution and partitioning of urban pollutants. *Global Solutions for Urban Drainage*, 2002. (CD-ROM).
- SANTOS, C.A.G.; SUZUKI, K.; WATANABE, M. Modificação no algoritmo genético SCE-UA e sua aplicação a um modelo hidrossedimentológico, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v.8,n.1, 137-146,2003.
- TEMPRANO, J.; ARANGO, O.; CAGIAO, J.; SUÁREZ, J.; TEJERO, I. Stormwater quality calibration by SWMM: A case study in Northern Spain. *Water SA* Vol. 32. n. 1. 2006.
- VAZE, J.; CHIEW, F.H.S. Experimental study of pollutant accumulation on an urban road surface. *Urban Water*. v. 4, n. 4, p 379-389, 2002.

Sediment Accumulation and Transport in Micro-drainage: Monitoring and Modeling

ABSTRACT

This work aims to contribute to the understanding of the process of sediment accumulation and transport in an urban microdrainage system. The SWMM model used data from rainfall, flow and sediment monitoring, and land use in a 0.012 km² urban area was monitored. Sediment concentrations in liquid samples of rainflow ranged from 3.48 to 6205 mg / L. The SWMM model was used for calibration and quali-quantitative simulation of runoff. The modules and calibrated model were assessed in the Runoff and Transport Modules. The simulation of the quality of runoff showed an average correlation coefficient of 0.87 and average error between observed and calculated values of 36%. The results of the calibration parameters were satisfactory, and a good representation of the processes involved in the microdrainage network was obtained.

Key-words: *Sediments, Urban Drainage, Modeling, SWMM.*

Cálculo do Volume e Análise da Deposição de Sedimentos do Reservatório de Três Irmãos

Liliane Lazzari Albertin, Artur José Soares Matos, Frederico Fábio Mauad

Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada – Departamento de Hidráulica e Saneamento/São Carlos/USP

lilianelazzari@hotmail.com, arturjmatos@gmail.com, mauadffm@sc.usp.br

Recebido: 16/06/09 - revisado: 27/10/09 - aceito: 24/08/10

RESUMO

Este artigo apresenta o cálculo do volume atual do reservatório de Três Irmãos, SP, mais especificamente, quantifica a perda de volume de seus compartimentos devido à deposição e compactação de sedimentos. Ocorrido o assoreamento, foi determinada a nova curva operacional cota-área-volume. Para tanto, foi realizado o levantamento batimétrico da represa. Os resultados mostram que houve redução de 14,3%, 14,5% e 14,2% nos volumes total, útil e morto, respectivamente, totalizando um volume de sedimentos de 1.909.618.301,3 m³ em todo o reservatório. Através da sobreposição de dois Modelos Digitais de Terreno, quais sejam, um anterior ao enchimento do reservatório, gerado através das cartas topográficas do IBGE datadas de 1972, e outro gerado a partir dos dados da batimetria realizada durante o ano de 2008, foi possível observar as áreas onde houve depósito e compactação de sedimentos. As erosões se concentram no leito do rio e nas margens e atingiram uma escavação de aproximadamente 12 m. Os maiores depósitos de sedimentos se concentram no início do barramento e nas entradas dos afluentes e chegam a alcançar cotas em torno de 18 m acima do que era encontrado em 1972.

Palavras-chave: Sedimentos, assoreamento, batimetria de reservatórios.

INTRODUÇÃO

Todo reservatório, independente da sua finalidade e característica de operação, está fadado ao processo de assoreamento, pois eles funcionam como grandes bacias de detenção de sedimentos, propiciando condições favoráveis à sedimentação do material sólido transportado pelo curso d'água ou advindo pelo escoamento superficial da bacia hidrográfica devido à redução da velocidade do fluxo de água e do alargamento da seção transversal.

Frente a esta situação, foi investigado o volume do reservatório de Três Irmãos, mais especificamente, foi quantificada a perda de volume de seus compartimentos devido à deposição e à compactação de sedimentos ocorridos desde a época de seu enchimento até os dias atuais. Detectado o assoreamento, foi determinada a nova curva operacional cota-área-volume.

O reservatório de Três Irmãos, localizado a noroeste do Estado de São Paulo, é o último e o maior da série de reservatórios construídos em cascata no rio Tietê. Não é o maior somente em área, sua UHE, com potência instalada de 807,50 MW, é também a maior usina desse rio.

Ela faz parte do Sistema Interligado Nacional (SIN), um parque gerador energético cuja finalidade é o suprimento da demanda de energia elétrica do Brasil. Foi construído principalmente para atender a esta finalidade, mas é aproveitado para o atendimento de múltiplos usos da água.

Em suma, é um sistema hídrico que merece especial cuidado. A estimativa do assoreamento e o seu acompanhamento durante a operação da represa devem ser realizados para que a vida útil seja respeitada.

Para tanto, foi realizado o levantamento batimétrico da represa de modo a se determinar o volume atual de água do reservatório. Este levantamento incluiu o planejamento de seções batimétricas, o levantamento de campo, o processamento das informações obtidas, a geração de modelos digitais do terreno submerso da represa e mapas com isolinhas altimétricas (curvas de nível), bem como a geração dos polinômios cota-área-volume.

A deposição e compactação de sedimentos foram verificadas a partir da comparação de dois modelos digitais de terreno. O primeiro gerado através da digitalização de cartas topográficas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, datadas de 1972, e o segundo gerado a partir

dos dados da batimetria do reservatório realizada durante o ano de 2008.

Verificou-se que os volumes de sedimentos depositados e compactados em cada compartimento do reservatório foram de 500.906.557 m³ e 1.408.711.744,3 m³ de assoreamento nos volumes útil e morto, totalizando um volume de sedimentos de 1.909.618.301,3 m³ em todo o reservatório. Este último dado resulta numa perda de 14,3% do volume total.

O reservatório de Três Irmãos se distribui ao longo de terrenos predominantemente de média criticidade e, secundariamente, alta criticidade à ocorrência de processos erosivos. Esses dados sugerem que as contribuições sedimentares marginais ao reservatório devem ser pequenas e localizadas. Entretanto, como a maior parte da bacia é ocupada por terrenos de alta criticidade, é esperado que exista uma produção sedimentar contínua e de maior amplitude nessas áreas, cujo impacto será o inevitável assoreamento de canais fluviais e do reservatório.

As medidas para proteção, tratamento e conservação das terras da bacia, além da proteção das margens com vegetação ciliar parecem ser as alternativas economicamente melhores, diminuindo as taxas de erosão e aumentando a produtividade dos solos para a agricultura.

SEDIMENTOLOGIA EM RESERVATÓRIOS

Com a construção de uma barragem, para a formação de um reservatório, há uma série de modificações do regime de vazão do rio, alterando significativamente o equilíbrio sedimentológico da bacia hidrográfica.

Os reservatórios propiciam condições favoráveis para a sedimentação, tendo em vista a redução da velocidade do fluxo de água. Os sedimentos, carregados pelo curso d'água, podem se acumular no compartimento do volume útil do reservatório ou em cotas inferiores, reduzindo o volume morto e sua vida útil. Os sedimentos depositados no volume útil alteram a vazão regularizada, a capacidade de produção de energia elétrica e o atendimento de outros usos consuntivos e não consustivos da água.

Ao longo do reservatório, formam-se depósitos de sedimentos com distribuição granulométrica característica, variando o tamanho dos grãos de montante (onde se deposita o material mais grosseiro) para jusante (com material fino).

Uma vez que os sedimentos acumulados alcançam a soleira da tomada d'água, não há mais condições para a operação adequada do reservatório, esgotando-se sua vida útil.

A barragem impede a passagem das partículas e possibilita o depósito das mesmas. A distribuição dos depósitos de sedimentos não é uniforme, podendo haver áreas com maiores ocorrências de sedimentação que outras (Borges et al., 2004).

O assoreamento de reservatórios constitui-se num problema de graves conseqüências hidráulicas e econômicas, chegando mesmo a colocar em risco o desempenho de obras de geração de energia elétrica, de abastecimento e de navegação.

Problemas trazidos pela deposição de sedimento no reservatório dizem respeito, principalmente, à redução do seu volume. Essa redução interfere no uso para o qual o mesmo foi construído, como geração de energia, abastecimento público, industrial ou irrigação, contenção de enchentes, dentre outros.

Ainda vinculados à sedimentação, destacam-se problemas operacionais como abrasão de componentes, tubulações e pás de turbina; problemas mecânicos nas manobras das eclusas e comportas; dificuldade ou impedimento da captação de água pela estrutura de tomada d'água; afogamento dos locais de desova, alimentação e abrigo dos peixes; formação de bancos de areia diminuindo o calado para a navegação, além de afetar a segurança da barragem.

Não só a montante da barragem que ocorrem problemas com o acúmulo de sedimentos. A água limpa escoada para jusante tem um maior poder de erodir margens e leitos do canal de escoamento, uma vez que a carga sólida no fluxo é menor que o valor de saturação, devido ao desequilíbrio provocado pela retirada da carga natural de sedimentos no escoamento (Carvalho, 1994).

Além dos problemas de assoreamento e conseqüente perda de volume, também ocorre o acúmulo de nutrientes na água, fator que propicia a reprodução de organismos em toda a superfície do lago, o que pode causar problemas quanto à operação da casa de máquinas, como abrasão excessiva nas turbinas, impedimento da passagem da água pelas grades da tomada d'água, entre outros.

O assoreamento de um reservatório é algo inevitável. A deposição e compactação de sedimentos no reservatório é a última etapa de um processo que se inicia na erosão superficial da bacia hidrográfica. O material é erodido devido à ação da água, vento, gravidade. Uma parte desse material pode ficar retida em depressões naturais ou ser interceptada

tada pela vegetação ou obstáculos existentes, outra parte acaba atingindo o leito dos rios.

Os fatores que podem vir a interferir no processo de sedimentação são altura e intensidade de chuva, tipo de solo e formação geológica, cobertura vegetal, ocupação e uso do solo, topografia e características fisiográficas da rede de drenagem. Carvalho (1994) salienta que com o crescente aumento populacional em todo o planeta, a ação humana pela ocupação e uso da terra tem sido, entretanto, o fator de maior aumento da erosão e do transporte de sedimentos nos rios, influenciando significativamente nos problemas decorrentes.

Outros parâmetros da bacia hidrográfica e do reservatório, que não são materiais em suspensão provenientes da carga de lavagem da bacia, influenciam na taxa de sedimentação. Alguns dos mais importantes são o tamanho e a forma do reservatório; a razão entre a capacidade do reservatório e tamanho da bacia; razão entre a capacidade do reservatório e o deflúvio afluente; topografia da bacia, uso da terra e cobertura vegetal, declividade e densidade da rede de canais; características físicas e químicas do sedimento afluente; forma de operação do reservatório; e o clima característico na área (Dendy, 1968).

Para o acompanhamento do assoreamento, os levantamentos batimétricos indicam a evolução dos depósitos de sedimentos no fundo do lago. Este levantamento é necessário para a determinação da disponibilidade hídrica através das curvas Cota X Área X Volume, possibilitando desta forma a verificação do volume do reservatório, depósito de remanso, entre outros.

DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

O reservatório de Três Irmãos localiza-se na Bacia Hidrográfica do Baixo Tietê, noroeste do Estado de São Paulo (Figura 1). Esta bacia possui uma área de drenagem de 15.471,81 km² dentro da qual estão contidos os reservatórios de Três Irmãos e Nova Avanhandava, no rio Tietê, e Jupia, no rio Paraná.

Três Irmãos é também uma barragem de contenção de cheias. Além disso, este reservatório está interligado com o reservatório de Ilha Solteira através do Canal de Pereira Barreto, numa transposição de bacia hidrográfica.

Este canal, com 9.600 m de extensão, interliga o reservatório de Três Irmãos, no rio Tietê, ao rio São José dos Dourados, afluente da margem esquerda do rio Paraná e ao reservatório de Ilha

Solteira. A transposição é feita de forma livre, portanto, sem estrutura do tipo comportas para o controle do nível d'água.

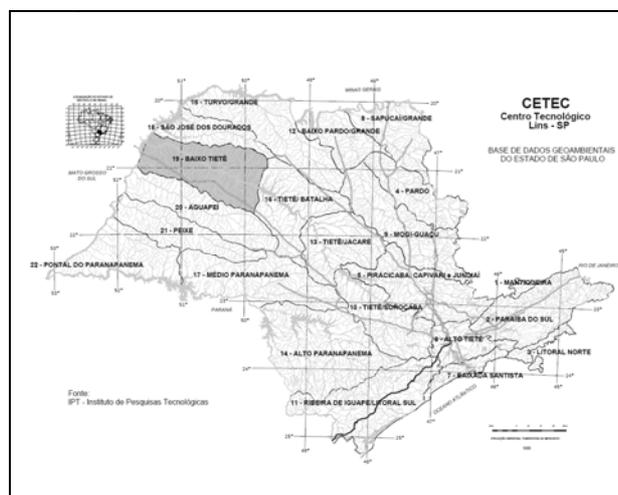


Figura 1 - Localização da UGRHI-19 no Estado de São Paulo

Fonte: São Paulo, 1999

O Canal Pereira Barreto é utilizado para transferência de água para aproveitamento em geração de energia e navegação. O sentido do escoamento no canal é função da afluência de água aos reservatórios, conseqüentemente, dos seus níveis d'água.

A UHE Três Irmãos dista, aproximadamente, 28 km da foz do rio Tietê no rio Paraná. Foi construída pela construtora Andrade Gutierrez e tem capacidade de operar com oito turbinas, totalizando uma potência instalada de 1.292 MW, o suficiente para atender a demanda energética de uma cidade de 1,5 milhões de habitantes. Porém, atualmente, possui cinco unidades geradoras em operação, totalizando 807,5 MW instalados. Dados característicos da usina são apresentados na Tabela 1.

A região constituiu uma das últimas fronteiras de expansão agropecuária do Estado de São Paulo e possui atualmente como atividades mais significativas a pecuária de corte e a cana-de-açúcar, uma vez que a cafeicultura e o algodão perderam importância nos últimos anos. Estas duas últimas culturas exerceram grande influência nos processos de degradação dos solos em vastas áreas da região. Mesmo a pecuária, quando realizada com manejo inadequado de pastagens e dos animais, contribuiu para a formação de processos erosivos e assoreamento dos cursos d'água, embora a pecuária de corte,

predominante na região, passou a ser considerada como uma alternativa para recuperação progressiva dos solos (SÃO PAULO, 1999).

Tabela 1 – Características da UHE Três Irmãos

Concessionária	CESP
Município	Pereira Barreto
Manancial	Tietê
Área de drenagem (km ²)	69.900
Área alagada (km ²) no N.A. máximo	756,54
N.A. mínimo (m)	323
N.A. máximo (m)	328
N.A. máximo maximorum (m)	328,4
Volume total (10 ⁶ m ³)	13.371,21
Volume morto (10 ⁶ m ³)	9.923,23
Volume útil (10 ⁶ m ³)	3.447,98
Potência instalada (MW)	807,5
Vazão regularizada (m ³ /s)	480

Fonte: São Paulo, 1999; CESP (2008) e CESP (comunicação pessoal)

É válido ressaltar que a monocultura, principalmente em grandes áreas, nunca se mostra como uma boa prática para o solo, pois acarreta no empobrecimento de nutrientes, demanda por insumos agrícolas e, no caso da cana-de-açúcar, erosão do tipo laminar nas épocas entre colheita, plantio e fase de crescimento.

Quanto às pastagens, tem-se o problema da erosão laminar e linear, sendo a primeira devido à vegetação utilizada (gramíneas) e a última causada principalmente pela criação de caminhos preferenciais de escoamento, nos trilhos gerados pelo pisoteamento por parte do gado.

O carreamento do solo para os corpos d'água, além de causar o assoreamento, pode também trazer grandes prejuízos à qualidade da água devido à presença de nutrientes (metais, sais e, principalmente, compostos nitrogenados e fosfatados), podendo levar à eutrofização do meio, o que propicia o desenvolvimento de algas e macrófitas. Esta proliferação pode gerar complicações para as turbinas das UHEs.

Para finalizar, os mapas da distribuição das classes de potencialidade à erosão na Bacia do Baixo Tietê, apresentado em São Paulo (1999), revelou que cerca de 70% da área total da bacia correspondem a áreas com alto grau de potencialidade à erosão, cerca de 25% a áreas com médio grau e aproximadamente 5% a terrenos com baixo grau de potencialidade a erosão.

METODOLOGIA

Digitalização, georreferenciamento e registro das cartas topográficas do IBGE

A base cartográfica do IBGE utilizada para o trabalho constituía-se de 10 cartas topográficas em escala 1:50.000 com área de cobertura de 15' X 15' cada uma, analógicas em 10 folhas articuladas e em bom estado de conservação. Articuladas conforme ilustrado na Figura 2, essas cartas topográficas cobrem uma área de 7.560 m².

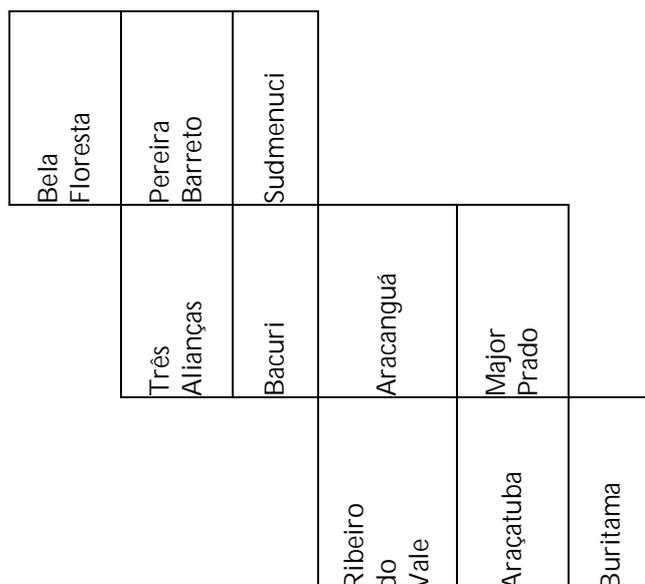


Figura 2 - Articulação das cartas topográficas

Para a digitalização, foi utilizado um scanner para grande formato da marca HP modelo Designjet Scanner 4200. A resolução de digitalização utilizada foi de 300 DPI, o que forneceu um pixel correspondente a 4,233 m do terreno.

Para o georreferenciamento e registro da base cartográfica proveniente da digitalização, adotou-se como pontos de controle o cruzamento de quadrículas UTM.

Inicialmente, as imagens das cartas foram referenciadas ao datum Córrego Alegre sendo adotada a projeção UTM, conforme a indicação presente na carta analógica. Posteriormente, as cartas referenciadas ao Córrego Alegre foram transformadas para o referencial WGS 84.

A ilustração apresentada na Figura 3 exemplifica o resultado final obtido após a digitalização,

georreferenciamento e registro das cartas topográficas do IBGE.

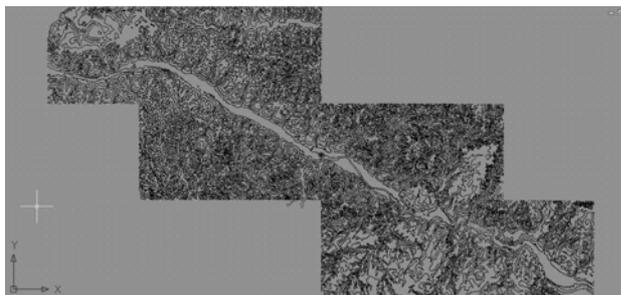


Figura 3 - Digitalização, georreferenciamento e registro das cartas topográficas do IBGE

Batimetria do reservatório de Três Irmãos

A batimetria do reservatório foi realizada pelo Núcleo de Hidrometria do Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada do Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos/USP. Para sua realização, foi utilizado um Ecobatímetro modelo Bathy 500 MF da SyQwest Inc., mono feixe na frequência de 200 khz, trabalhando em conjunto com um DGPS, ambos conectados em um computador, onde foi utilizado o software Hypack para a obtenção e processamento dos dados, exemplo ilustrado na Figura 4.

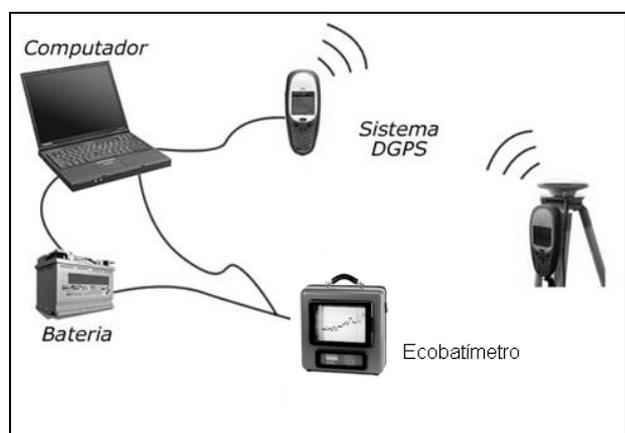


Figura 4 – Esquema dos equipamentos para realização da batimetria

A partir do modelo digital de terreno gerado pela digitalização, registro e georreferenciamento das cartas topográficas do IBGE, na escala 1:50.000, foi feito o planejamento dos transectos para o levantamento de campo.

As seções foram planejadas numa configuração contínua, em “zigue-zague”, caracterizando transectos paralelos, perpendiculares ao eixo longitudinal do curso d’água e espaçados em aproximadamente 1,5 km cada um, sendo que a diagonal entre cada um deles foi também levantada.

O planejamento das seções foi feito no software Hypack. Elas estão apresentadas, juntamente com o contorno do reservatório, no mapa da Figura 5. Esse é o caminho que o barco deveria percorrer para capturar os dados de profundidade com o ecobatímetro. Com o auxílio do DGPS, o software identifica as coordenadas e auxilia a navegação.

O levantamento foi realizado no corpo central do reservatório de Três Irmãos, bem como nos braços secundários, totalizando aproximadamente 500 seções (Figura 5) e 40 dias de coleta em campo.

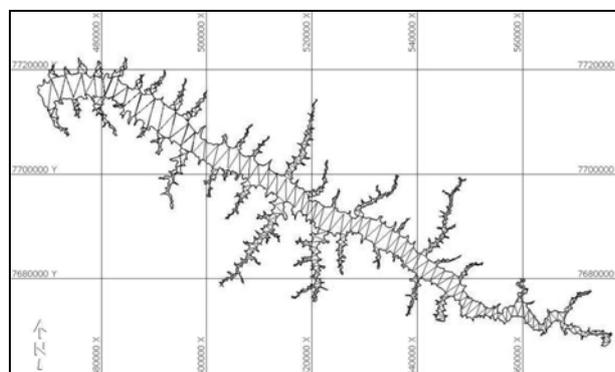


Figura 5 – Planejamento de seções batimétricas

Após o trabalho de campo, partiu-se para o processamento das informações coletadas, com o objetivo de se analisar os dados obtidos e filtrar as informações necessárias à elaboração dos mapas com curvas de nível e à geração dos polinômios cota-área-volume.

Os dados brutos das coordenadas geográficas e das profundidades adquiridos pelo DGPS e ecobatímetro, respectivamente, são coletados pelo software Hypack em arquivos específicos. Cada arquivo é analisado detalhadamente para a verificação de pontos discrepantes ou fora da tendência esperada de valores. Quando encontrado alguma imperfeição, é feito a suavização das curvas.

Para ilustração, a Figura 6 mostra um exemplo de um transecto com falhas nas medidas de profundidade. O mesmo transecto é apresentado na Figura 7 após passar pelo processo de correção e suavização das curvas.



Figura 6 - Transecto apresentando medidas discrepantes



Figura 7 - Transecto após correção

Nos dados exportados estão contidas informações sobre as coordenadas geográficas (latitude e longitude) e a profundidade de todos os pontos de cada transecto.

A profundidade foi transformada em altitude através da subtração de seu valor das medidas de cotas registradas na régua linimétrica do reservatório correspondente a cada dia da campanha de campo.

Após o processamento dos dados, seguiu-se à elaboração da planilha final, contendo um resumo das informações necessárias à realização dos trabalhos de interpolação e geração de mapas e superfícies, quais sejam, localização geográfica e cota da superfície de fundo.

Geração do Modelo Digital de Terreno e Mapa com Curvas de Nível

A partir dos dados processados gerou-se o Modelo Digital de Terreno (MDT) e o mapa com curvas de nível da represa de Três Irmãos.

O trabalho foi feito em um software destinado a trabalhos de topografia, projeto ou construção denominado TopoGRAPH 98SE, desenvolvido pela empresa brasileira char*Pointer Informática.

Os dados de entrada são os pontos de cada transecto e do contorno da represa, todos com informações de cota, latitude e longitude.

O contorno do reservatório de Três Irmãos foi obtido através da digitalização e georreferenciamento das cartas topográficas do IBGE. Ele se referiu à curva de nível pertencente à cota de 340 m, acima do nível de água máximo da represa.

Dados de latitude, longitude e cota dos pontos do contorno, como dos transectos, formam a base para a geração do MDT, realizada no TopoGRAPH, através de modelagem da superfície por meio de grade triangular e triangulação pelo método de Delaunay.

Geração das Curvas Cota-Área-Volume

A partir do modelo numérico de terreno obtido através do TopoGRAPH foram geradas as curvas cota-área-volume.

Nesse mesmo software, foi calculada a área referente a cada curva de nível em um intervalo de 1 em 1 metros a partir da cota mínima. Os dados da cota e área foram inseridos em uma planilha eletrônica na qual foi feito o ajuste da curva polinomial de forma a se encontrar a melhor correlação.

Com relação ao volume, ele foi calculado a partir dos valores de áreas, nos mesmos intervalos de curvas de nível, conforme demonstra a Figura 8. Considerou-se o reservatório seccionado pelos planos de nível que contêm as curvas de nível. Calculou-se o volume de cada secção, respectivamente,

V1, V2 e V3. O volume total resultou da soma dos volumes de todas as secções.

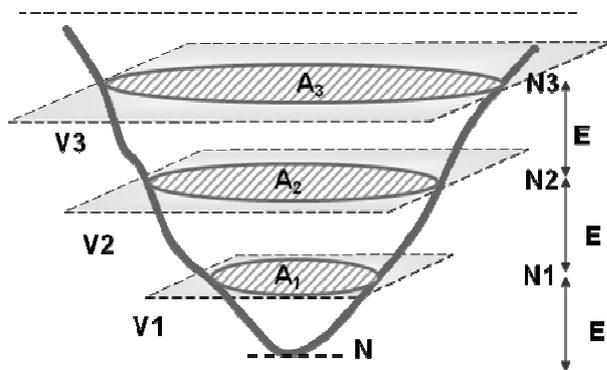


Figura 8 – Método de cálculo do volume

O volume V1 respeita ao sólido com base A1, limitado pela curva de nível N1 e cuja superfície lateral é a superfície do terreno. V1 foi calculado de acordo com a Figura 9, na qual A1 é a área limitada pela curva de nível de cota N1 e h é a diferença de cota entre o ponto mais baixo e a curva de nível.

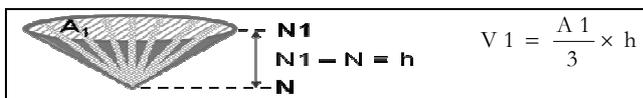


Figura 9 – Método de cálculo do volume V1

O volume V2 (Figura 8) corresponde ao sólido limitado pelas bases de área A1 e A2 e pela superfície do terreno. Foi calculado de acordo com a Figura 10, na qual A2 e A3 são as áreas limitadas respectivamente pelas curvas de nível de cota N2 e N1, e E é a equidistância natural (diferença de cota entre as curvas de nível).

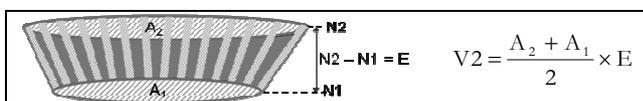


Figura 10 – Método de cálculo do volume V2

Finalmente, o volume total corresponde ao somatório de todos os volumes parciais. Os dados da cota e volume também foram inseridos em uma planilha eletrônica na qual se fez o ajuste da curva polinomial de forma a se encontrar a melhor correção.

Análise da deposição e compactação de sedimentos

Os depósitos de sedimentos ocorridos no terreno de fundo do reservatório desde a sua construção até os dias atuais foram visualizados e calculados a partir da comparação de dois modelos digitais de terreno, a saber:

- O primeiro gerado através da digitalização de cartas topográficas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, datadas de 1972.
- O segundo gerado a partir dos dados da batimetria do reservatório realizada durante o ano de 2008.

Com o auxílio de um Sistema de Informações Geográficas – Idrisi 15.0 da SulSoft, os pontos cotados de ambos os modelos foram sobrepostos e realizou-se uma álgebra de mapas.

O que distingue um SIG de outros tipos de sistemas de informação são as funções que realizam análises espaciais. Tais funções utilizam os atributos espaciais e não espaciais das entidades gráficas armazenadas na base de dados espaciais e fazem simulações sobre os fenômenos do mundo real, seus aspectos ou parâmetros, e vêm sendo bastante utilizadas nos estudos hidrossedimentológicos, por exemplo, Silva et al. (2007).

Em uma álgebra de mapas, as operações podem ser descritas segundo expressões similares às utilizadas na matemática para a descrição de operações aritméticas e booleanas, exceto por envolverem representações de dados espaciais ao invés de números.

No caso da álgebra de mapas realizada com os MDTs de Três Irmãos, os atributos numéricos referem-se às cotas de cada ponto localizado geograficamente. A operação realizada foi a subtração algébrica dos pontos cotados no MDT obtidos a partir da digitalização das cartas do IBGE antes do enchimento do reservatório com os pontos cotados no MDT obtidos pelo levantamento batimétrico.

RESULTADOS

Curva Cota-Área-Volume

A partir dos dados obtidos no levantamento batimétrico foram elaborados o Modelo Digital de Terreno, o Mapa com Curvas de Nível e a Curva Cota X Área X Volume da represa de Três Irmãos.

Tabela 2 – Valores de área calculados

Cota (m)	Área (m ²)	Área calculada pelo ajuste (m ²)	Desvio (%)
290	30.035.438,7677	42.212.087,2572	-40,54
291	45.229.368,8790	51.245.555,5219	-13,30
292	61.033.153,5518	60.838.436,1210	0,32
293	73.760.478,2234	70.948.815,5746	3,81
294	88.661.437,4276	81.537.261,0365	8,04
295	103.562.396,6317	92.566.900,0507	10,62
296	115.355.887,0294	104.003.500,3280	9,84
297	122.727.390,8065	115.815.549,5228	5,63
298	130.149.380,9118	127.974.335,0048	1,67
299	137.872.025,2685	140.454.023,6180	-1,87
300	146.392.094,8397	153.231.741,4691	-4,67
301	155.243.334,5208	166.287.653,6888	-7,11
302	175.956.639,7331	179.605.044,2030	-2,07
303	191.865.851,5802	193.170.395,5170	-0,68
304	214.483.488,4204	206.973.468,4701	3,50
305	229.859.640,4633	221.007.382,0145	3,85
306	242.409.022,8365	235.268.692,9969	2,95
307	254.580.368,3709	249.757.475,9105	1,89
308	267.166.691,6832	264.477.402,6835	1,01
309	279.751.590,4172	279.435.822,4442	0,11
310	293.230.626,0093	294.643.841,2914	-0,48
311	307.818.845,0662	310.116.402,0673	-0,75
312	322.395.081,4827	325.872.364,1337	-1,08
313	338.352.952,3222	341.934.583,1361	-1,06
314	354.537.941,8283	358.329.990,7738	-1,07
315	371.344.667,4750	375.089.674,5927	-1,01
316	388.085.117,8309	392.248.957,7240	-1,07
317	405.568.035,5247	409.847.478,6849	-1,06
318	424.824.017,0249	427.929.271,1327	-0,73
319	444.693.873,6936	446.542.843,6425	-0,42
320	465.392.980,4222	465.741.259,4808	-0,07
321	486.484.625,3968	485.582.216,3710	0,19
322	507.618.063,8262	506.128.126,2792	0,29
323	530.623.878,3514	527.446.195,1644	0,60
324	554.454.490,0363	549.608.502,7660	0,87
325	577.698.451,5681	572.692.082,3739	0,87
326	600.809.533,8996	596.779.000,5951	0,67
327	624.451.578,5514	621.956.437,1293	0,40
328	648.694.899,5107	648.316.764,5331	0,06
329	673.566.197,9559	675.957.628,0057	-0,36
330	699.067.591,3015	704.982.025,1478	-0,85

Foram determinadas curvas de nível com espaçamento de 1 metro desde a cota mínima até a máxima. Após, foram calculadas as áreas referentes a cada curva. O resultado das áreas relativas a cada cota está discriminado nas duas primeiras colunas da Tabela 2. Esses dados foram inseridos em uma

planilha eletrônica, na qual foi elaborado o gráfico Cota vs. Área e inserida a equação polinomial que melhor se ajustasse aos dados. O resultado é apresentado na Figura 11.

Tabela 3 – Valores de volume calculados

Cota (m)	Volume total (m ³)	Volume calculado pelo ajuste (m ³)	Desvio (%)
290	87.781.527,6446	98.312.318,0625	-0,1200
291	125.413.931,4679	143.647.193,1875	-0,1454
292	178.545.192,6833	198.709.325,4375	-0,1129
293	245.942.008,5709	264.048.053,6250	-0,0736
294	327.152.966,3964	340.155.637,2500	-0,0397
295	423.264.883,4260	427.471.987,1875	-0,0099
296	532.724.025,2566	526.389.395,3750	0,0119
297	651.765.664,1745	637.257.266,6250	0,0223
298	778.204.050,0337	760.386.847,9375	0,0229
299	912.214.753,1238	896.055.959,8750	0,0177
300	1.054.346.813,1779	1.044.513.726,0000	0,0093
301	1.205.164.527,8582	1.205.985.304,8125	-0,0007
302	1.370.764.514,9851	1.380.676.619,0625	-0,0072
303	1.554.675.760,6418	1.568.779.086,6250	-0,0091
304	1.757.850.430,6421	1.770.474.351,4375	-0,0072
305	1.980.021.995,0839	1.985.939.013,3125	-0,0030
306	2.216.156.326,7338	2.215.349.358,7500	0,0004
307	2.464.651.022,3375	2.458.886.091,4375	0,0023
308	2.725.524.552,3646	2.716.739.063,3125	0,0032
309	2.998.983.693,4148	2.989.112.003,5000	0,0033
310	3.285.474.801,6280	3.276.227.250,5625	0,0028
311	3.585.999.537,1658	3.578.330.482,4375	0,0021
312	3.901.106.500,4402	3.895.695.446,2500	0,0014
313	4.231.480.517,3427	4.228.628.689,4375	0,0007
314	4.577.925.964,4179	4.577.474.290,4375	0,0001
315	4.940.867.269,0696	4.942.618.588,5000	-0,0004
316	5.320.582.161,7225	5.324.494.915,2500	-0,0007
317	5.717.408.738,4003	5.723.588.323,9375	-0,0011
318	6.132.604.764,6751	6.140.440.321,0000	-0,0013
319	6.567.363.710,0344	6.575.653.595,3750	-0,0013
320	7.022.407.137,0923	7.029.896.750,5625	-0,0011
321	7.498.345.940,0018	7.503.909.034,3750	-0,0007
322	7.995.397.284,6133	7.998.505.068,7500	-0,0004
323	8.514.518.255,7021	8.514.579.581,1875	0,0000
324	9.057.057.439,8959	9.053.112.134,5000	0,0004
325	9.623.133.910,6981	9.615.171.859,2500	0,0008
326	10.212.387.903,4320	10.201.922.180,8125	0,0010
327	10.825.018.459,6575	10.814.625.553,1875	0,0010
328	11.461.591.698,6885	11.454.648.187,6250	0,0006
329	12.122.722.247,4218	12.123.464.783,9375	-0,0001
330	12.809.039.142,0505	12.822.663.260,4375	-0,0011

Foi estabelecido, então, um ajuste que apresentou melhor correlação para os diferentes valores

de cotas. Essa equação, ou modelo matemático, representa o comportamento da área para diferentes cotas.

A terceira e quarta coluna da Tabela 2 apresentam os dados calculados pela equação de ajuste polinomial com os respectivos erros a eles associados. Percebe-se que nas cotas operacionais do reservatório, quais sejam: 323 m (N.A. mínimo) e 328 m (N.A. máximo), os erros relativos ao valor de área pelo cálculo através da equação de ajuste são menores que 1%.

Após o cálculo das áreas, determinou-se o volume de acordo com a metodologia apresentada. O volume calculado corresponde ao volume de aterro para cada curva de nível, espaçadas em 1 metro cada uma, desde a cota mínima até a cota máxima.

O resultado é apresentado nas duas primeiras colunas da Tabela 3. A coluna Volume total corresponde ao volume de aterro para cada cota.

Conforme os dados apresentados, o volume total calculado para a cota máxima de 328 m é $11.462 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Da mesma forma, esses dados foram inseridos em uma planilha eletrônica, na qual foi elaborado o gráfico Cota vs. Volume e inserida a equação polinomial que melhor se ajustasse aos dados. O resultado é apresentado na Figura 12.

Foi estabelecido um ajuste que apresentou melhor correlação para os diferentes valores de cotas, conforme o gráfico disposto na Figura 12. Essa equação, ou modelo matemático, representa o comportamento do volume para diferentes cotas.

ao valor de volume pelo cálculo através da equação de ajuste são menores que 0,2%. Já o nível operacional (entre as cotas 323 e 328 m), os erros são inferiores a 0,001%.

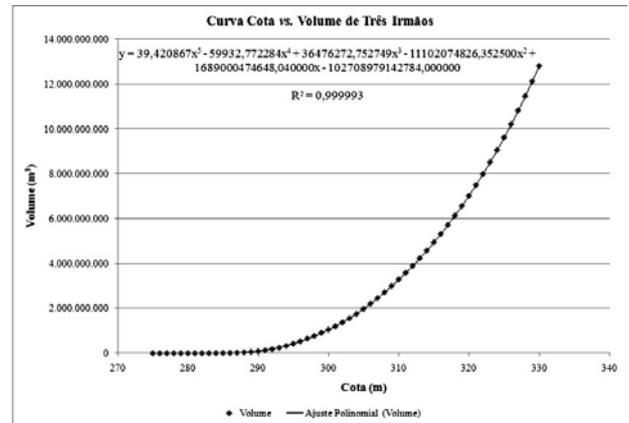


Figura 12 - Relação Cota vs. Volume do Reservatório de Três Irmãos

As informações apresentadas na Tabela 4 correspondem a uma comparação dos valores de área e volume obtidos nos cálculos com os valores da curva cota-área-volume levantada no início da operação do reservatório. O volume útil corresponde ao volume compreendido entre os NAs mínimo e máximo operacional.

Os resultados indicam que houve redução de 14,3%, 14,5% e 14,2% do volume total, útil e morto, respectivamente.

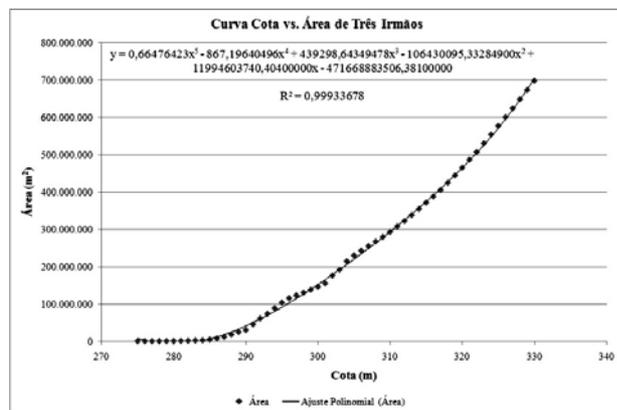


Figura 11 - Relação Cota vs. Área do Reservatório de Três Irmãos

Os volumes calculados pela equação de ajuste e os erros a eles associados são apresentados na terceira e quarta coluna da Tabela 3. Percebe-se que para todos os valores de cota os erros relativos

Tabela 4 – Comparação dos valores originais com os valores calculados

Dado	Valor original	Valor calculado
Área no N.A. máximo (km²)	756,54	648,69
Volume no N.A. máximo (10 ⁶ m³)	13.371,21	11.461,59
Volume útil (10 ⁶ m³)	3.447,98	2.947,07
Volume morto (10 ⁶ m³)	9.923,23	8.514,52

A diferença de área entre os valores originais e calculados é devido ao fato de que a área, no primeiro caso, corresponde à área alagada e não se sabe a metodologia do seu levantamento, enquanto

que no segundo caso ela corresponde à curva de nível obtida por cartas topográficas do IBGE. Mesmo assim ambos os valores possuem ordens de grandeza próximas.

Com relação ao volume, é possível observar áreas onde houve depósitos e compactação de sedimentos através da comparação do MDT gerado através da digitalização de cartas topográficas do IBGE e do MDT gerado a partir dos dados da batimetria. Utilizando o software Idrisi 15.0, fez-se a sobreposição dos mapas e realizou-se uma operação de subtração algébrica dos pontos cotados nos MDTs. O resultado se encontra na Figura 13.

Nos locais onde houve diminuição da cota, considerou-se que houve escavação ou erosão. Já nos locais onde houve aumento do valor da cota, considerou-se que houve compactação de sedimentos e assoreamento.

Nota-se que as erosões se concentram no leito do rio e nas margens e atingiram uma escavação de aproximadamente 12 m.

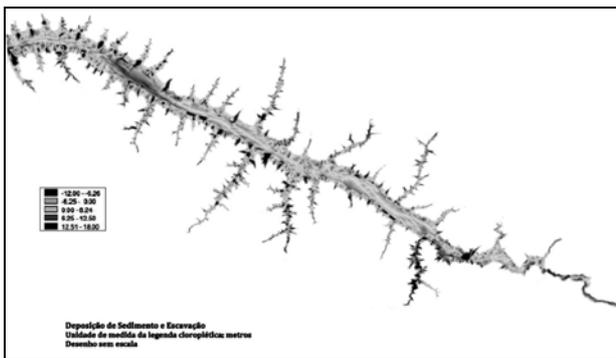


Figura 13 – Deposições de sedimentos e escavações ocorridas no reservatório de Três Irmãos

Os maiores depósitos de sedimentos se concentram no início do barramento e nas entradas dos afluentes. Este resultado condiz com o esperado. Depósitos maiores são formados na entrada dos principais afluentes e na área de remanso do reservatório, uma vez que nestas regiões materiais grosseiros tendem a sedimentar.

Os depósitos de sedimentos chegam a alcançar cotas em torno de 18 m acima do que era encontrado em 1972.

CONCLUSÕES

Neste trabalho foi elaborado o mapa com curvas de nível, a curva operacional cota-área-volume e o cálculo do assoreamento do reservatório

de Três Irmãos, a partir de dados do levantamento batimétrico.

Foi possível determinar a área e o volume para vários intervalos de cota do reservatório, gerando uma nova curva operacional, e esta apresentou um bom ajuste. Com relação à curva cota-área, os erros relativos encontrados para as cotas operacionais dos reservatórios são menores que 1%. Já para a curva cota-volume, os erros relativos são inferiores a 0,001% para o mesmo intervalo de cota (323 m a 328 m).

O volume do reservatório de Três Irmãos, calculado a partir do mapa com isolinhas altimétricas gerado com os dados de batimetria, para a cota máxima operacional do reservatório (328 m) foi de 11.461.591.698,6885 m³. Este volume corresponde ao volume total do reservatório.

O volume morto corresponde ao volume referente à cota mínima operacional do reservatório (323 m) e o valor encontrado foi de 8.514.518.255,7021 m³.

A diferença entre o volume total e o volume morto corresponde ao volume útil, cujo valor encontrado foi de 2.947.073.443 m³.

Considerando que os volumes total, útil e morto da época do enchimento do reservatório eram de 13.371,21·10⁶ m³, 3.447,98·10⁶ m³ e 9.923,23·10⁶ m³, respectivamente, os volumes do reservatório foram reduzidos, ao longo desses anos, nos seguintes percentuais: 14,3% do volume total, 14,5% do volume útil e 14,2% do volume morto.

As diferenças entre os volumes antes do enchimento da represa e os volumes calculados a partir dos dados batimétricos correspondem ao volume de sedimentos depositado e compactado em cada compartimento do reservatório. Os valores encontrados foram respectivamente de 500.906.557 m³ e 1.408.711.744,3 m³ de assoreamento nos útil e morto, totalizando um volume de sedimentos de 1.909.618.301,3 m³ em todo o reservatório.

Com a comparação de dois modelos digitais de terreno (na época da construção e o atual) foi possível observar essas áreas de depósito que prevaleceram no início do barramento e nas entradas dos afluentes.

Desta forma, tornou-se imprescindível um monitoramento batimétrico e sedimentométrico para que as reais dimensões do reservatório fossem previstas e pudessem nortear os planos de gestão dos recursos hídricos.

De fato, inevitavelmente, todos os reservatórios ficarão assoreados. Torna-se necessário, então, medidas preventivas e corretivas do processo de

erosão da bacia hidrográfica e implantação e proteção de matas ciliares às margens do reservatório.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Companhia Energética de São Paulo (CESP), à Fundação para o Incremento da Pesquisa e do Aperfeiçoamento Industrial (FIPAI) e à Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP) pela formação do convênio para realização do projeto de Pesquisa & Desenvolvimento que subsidiou este estudo.

REFERÊNCIAS

- BORGES, F. S. P.; ROTUNNO FILHO, O. C.; WILSON JUNIOR, G. (2004). Estimativa de batimetria utilizando sensoriamento remoto e krigagem bayesiana. Estudo de caso: reservatório Morro Grande, Rio de Janeiro. In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, XXI, 18 a 22 de outubro de 2004, São Pedro/SP. Anais do XXI Congresso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro.
- CARVALHO, N. O. (1994). Hidrossedimentologia prática. Rio de Janeiro: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM, 372 p.
- CESP, 2008. Dados Característicos – UHE Três Irmãos. Disponível em: < http://www.cesp.com.br/portalCesp/portal.nsf/V03.02/Empresa_Usina3Irmãos_Dados?OpenDocument>. Acesso em: 18 set. 2008.
- DENDY, F. E. (1968). Sedimentation in the Nation's Reservoirs. *Journal of Soil and Water Conservation*, v. 23, p. 135-137, jul./aug. 1968.
- SÃO PAULO. (1999). Comitê da Bacia Hidrográfica do Baixo Tietê (CBH-BT). Situação dos Recursos Hídricos do Baixo Tietê – UGRHI 19. Minuta Preliminar do Relatório Técnico Final. Lins, São Paulo, 261 p.
- SILVA, R.M.; SANTOS, C.A.G.; SILVA, L.P. Evaluation of soil loss in Guaraíra basin by GIS and remote sensing based model. *J. Urban Environ. Engng*, 1(2), 44-52, doi: 10.4090/juee.2007.v1n2.044052.

sediment deposition and compaction. Once the silting had occurred, a new level-area-volume-operational curve was determined. For this purpose we performed the bathymetric survey of the dam. The results show that there was a reduction of 14.3%, 14.5% and 14.2% in total, useful and dead volumes, respectively, totaling a sediment volume of 1909618301.3 m³ throughout the reservoir. Through the overlapping of two Digital Land Models, i.e., one prior to filling the reservoir, created by the IBGE topographic charts dated 1972, and other based on data generated by bathymetry data during the year 2008, it was possible to observe the areas where there was sediment deposition and compaction. The erosion was concentrated in the river bed and the banks and reached an excavation of approximately 12 m. The largest sediment deposits are concentrated at the beginning of the reservoir and at the inlets of tributaries to meet quotas and get to stages of around 18 m above what was found in 1972.

Key-words: Sediments, Silting, Reservoir Bathymetry.

Calculation of Volume and Analysis of Sediment Deposition in the Três Irmãos Reservoir

ABSTRACT

This article presents the calculation of the current volume of the Três Irmãos Reservoir, SP, more specifically, it quantifies the loss of volume of its compartments due to

Comportamento Hidrológico de Áreas Urbanas Impermeabilizadas Diretamente Conectadas e Total

Ademir Paceli Barbassa

Programa de Pós-Graduação em Eng. Urbana – Universidade Federal de São Carlos
barbassa@ufscar.br

João Batista Neto de Campos

Fundação Getúlio Vargas - FGV Projetos
urbegaia@terra.com.br

Recebido: 11/08/09 - revisado: 22/08/10 - aceito: 13/09/10

RESUMO

Áreas impermeabilizadas têm peso hidrológico significativo na resposta das bacias urbanas pelo seu elevado percentual, causando aumento do volume de escoamento superficial direto, da velocidade e da vazão de pico. Tem sido de interesse estudar sua quantificação e usá-la como balizador ou mesmo como parâmetro de modelos de previsão. Neste trabalho enfocase o comportamento destas áreas a partir de hietogramas e hidrogramas medidos, sendo a relação destes volumes representada por modelo linear ou percentual. Após considerações hidrológicas para obtenção do modelo linear, abordaram-se, com certo detalhe, experiências italianas, francesas, norte-americanas e australianas. Nelas os coeficientes angulares e os interceptos foram usados, respectivamente, para estimar o percentual de área impermeabilizada e as perdas hidrológicas iniciais nestas áreas da bacia. Estes percentuais, obtidos por regressão, foram relacionados aos percentuais "reais" de áreas impermeabilizadas total ou diretamente conectada medidas em mapa. Discutiram-se os fatores físicos e aleatórios sobre valores medidos. Apresentaram-se resultados de monitoramento experimental, em Bertioga – SP, de chuva e vazão em lotes urbanos de 360 m², sob uso "residencial", com 75% de área impermeável e outro natural, ambos em solo com areia predominantemente fina. Verificou-se que para o lote convencional, a regressão linear entre precipitação efetiva e precipitação total para 15 eventos registrados resultou em coeficiente de determinação R² de 0,89. O coeficiente angular do modelo linear, também entendido como o coeficiente de precipitação efetiva, ficou muito próximo do percentual impermeabilizado do lote.

Palavras-chaves: áreas impermeabilizadas, áreas impermeabilizadas diretamente conectadas, coeficiente de escoamento superficial, drenagem urbana.

INTRODUÇÃO

O comportamento de bacias hidrológicas diante de um evento climatológico, depende de suas características fisiográficas, como rede de canais, topografia, geologia, uso e ocupação, existência de dispositivos de controle e aproveitamento dos recursos hídricos, variabilidade espacial e temporal de precipitação, além da umidade antecedente.

Modelos hidrológicos tentam representar as fases do ciclo hidrológico na bacia, de forma simplificada, para conseguir alguma previsibilidade diante de fenômenos tão complexos com tantas variáveis envolvidas.

Uma simplificação ainda maior do modelo consiste em diferenciar as áreas da bacia em permeáveis e impermeabilizadas. Este último enfoque a-

briu, com sucesso, o estudo de áreas impermeabilizadas. Nelas muitos fenômenos importantes em áreas permeáveis como infiltração, deixam de sê-lo, não por inexistirem, mas por perderem suas influências na resposta da bacia.

Há diversos métodos para quantificação das áreas impermeabilizadas (Ai's), seja a partir de aerofotos, de plantas, de sensoriamento remoto, de visitas de campo, de base de dados de Prefeituras etc. Outro aspecto é a sua influência na definição do coeficiente de escoamento superficial do método mais empregado de previsão de enchentes, o Método Racional, além da importância para outros modelos de previsão de enchentes.

Um terceiro enfoque é a análise destas áreas impermeabilizadas a partir de registros observados de alturas pluviométricas e vazões. Elas são formadas por áreas impermeabilizadas diretamente conecta-

das (aidc) e não diretamente conectadas (ainc). Podem ser identificadas a partir de dados hidrológicos e ou usando os recursos já mencionados.

Neste artigo abordaram-se trabalhos históricos que envolveram as Ai's e outros mais recentes, que analisaram representativos eventos em número, em amplitude e em dimensões de bacias. Sob a mesma ótica discutiram-se resultados de monitoramento de chuva e vazão em lotes urbanos sob diferentes usos e ocupação.

COEFICIENTES DE ESCOAMENTO

Define-se coeficiente de precipitação efetiva (ϕ) como a relação entre os volumes escoado e precipitado, a qual pode ser calculada para cada evento em uma bacia (Ciapone et al, 1989,1996). Esta característica de ϕ o diferencia do coeficiente de escoamento superficial (C) do método Racional, pois embora C englobe ϕ , C é um parâmetro adotado a partir das hipóteses de formulação do modelo (Viessmann et al, 1989; Larcán et al 1987).

Neste enfoque interessa saber o papel destas áreas na geração do volume de escoamento superficial, não sua distribuição temporal ou espacial, o que requereria a abordagem de modelos mais sofisticados.

O volume precipitado (V_{pre}) pode ser calculado a partir de hietograma de chuva $I(t)$ medido, com consideração de uniformidade na bacia. O volume escoado total resulta do hidrograma $Q(t)$, também medido, representando a soma das contribuições das áreas impermeabilizadas diretamente conectada (V_{aidc}), da área permeável (V_{ap}) e da área impermeabilizada não conectada (V_{ainc}), cujo escoamento passa por área permeável vizinha. A equação 1 expressa esta relação volumétrica.

$$\phi = \frac{\int_0^t Q(t)dt}{\int_0^t I(t)dt} = \frac{V_{aidc} + V_{ainc} + V_{ap}}{V_{pre}} \quad (1)$$

A área impermeabilizada total urbana (A_i) é fundamental no cálculo do volume escoado, devido ao seu percentual na área total da bacia (A).

Segundo Campana e Tucci (1994) a impermeabilização em regiões metropolitanas pode atingir até 70%, conforme medidas usando aerofotos. Para áreas centrais e intermediárias de cidade média/pequena e, sem considerar os arruamentos, pode variar de 71,7 a 77,6%, conforme Fontes e Barbassa (2003). As Ai's interferem nas característi-

cas do hidrogramas, além das perdas hidrológicas iniciais.

A parcela V_{aidc} é produto da área impermeabilizada diretamente conectada ($aidc$) e precipitação efetiva da área (hef_{aidc}). A precipitação efetiva é obtida deduzindo-se da altura precipitada (h), as perdas hidrológicas devido, essencialmente, às depressões superficiais.

Valores de lâminas armazenadas nas depressões de áreas impermeabilizadas tipicamente variam: de 0,5 a 2mm segundo Butler e Davies (2004); Tholin e Kiefer (1960) usaram valor 1,6 mm para pavimentos; Kidd (1978) observou que as alturas armazenadas (S_i) variaram, para as bacias de até 1,8 ha, entre 0,5 a 1,6 mm e foram altamente correlacionadas com a declividade (I) da bacia. O mesmo autor apresentou a equação: $S_i = 0,0303 \cdot I^{-0,49}$ com coeficiente de correlação R igual a 0,85.

O tipo de função que representa os volumes retidos nas depressões pode impor que elas sejam totalmente preenchidas antes de iniciar o escoamento. O escoamento pode também iniciar com a chuva e crescer até preencher as depressões se a função for exponencial, segundo Linsley et al (1949), ou for a função normal acumulada como propôs Tholin e Keifer (1960). Neste artigo interessa o volume, então usa-se o modelo em que admitem-se preenchidas as depressões para cálculo do V_{aidc} , como a equação 2.

$$V_{aidc} = aidc \cdot hef_{aidc} = aidc \cdot \left[\int_0^t I(t) \cdot dt - S_i \right] \quad (2)$$

Na equação 2 S_i é a lâmina média retida nas irregularidades. Esta equação pode ser simplificada no caso em que a altura precipitada (h) exceda a capacidade de retenção nas irregularidades (S_i), tem-se.

$$V_{aidc} = (h - S_i) \cdot aidc \quad (3)$$

O volume de escoamento gerado em áreas não conectadas, V_{ainc} , é o mais difícil de estimar, pois ele resulta não somente da precipitação, mas do volume escoado dela, V_{esc} , para as áreas permeáveis vizinhas. O valor de V_{esc} depende do escoamento ser pontual ou distribuído, das características de solo, da compactação, proximidade da rede de drenagem e etc. Analogamente às $aidc$'s, ou seja, supondo preenchidas as irregularidades superficiais, estima-se o V_{ainc} como se segue.

$$V_{ainc} = (h - S_i) \cdot ainc - V_{esc} \quad (4)$$

O volume escoado para outras bacias, V_{esc} , depende diretamente do percentual destas áreas impermeabilizadas não conectadas na bacia. Segundo Garotti et al (2007), os percentuais de ainc's em cidades de porte médio/pequeno variam de 2,3 a 15% para lotes até 600 m² em São Carlos – SP, e de 0,6 a 11,6 % em Ribeirão Preto – SP. Devido ao seu baixo percentual, caso se despreze o volume V_{esc} , a equação 4 deverá ter sua representatividade reduzida, porém limitadamente.

O volume do escoamento superficial de áreas permeáveis (V_{ap}) reduz-se em boa parte devido à infiltração, e considera-se também a retenção nas depressões. As lâminas armazenadas nas depressões podem variar tipicamente de 2,5 a 7,5 mm e superar 10 mm para jardins, conforme Butler e Davies (2004). A infiltração é influenciada por diversos fatores como tipo e uso dado ao solo, umidade antecedente etc. Admite-se que depois de satisfeitas as necessidades de infiltração do solo, passa-se a preencher as depressões superficiais. A altura efetiva na área permeável é obtida deduzindo-se da altura precipitada as parcelas infiltrada e retida. O volume V_{ap} é o produto da área permeável (a_p) pela altura efetiva $h_{ef,ap}$, como equação 5.

$$V_p = a_p \cdot h_{ef,p} = a_p \cdot \left[\int_0^t [I(t) - f(t)] dt - S_{ap} \right] \quad (5)$$

Na equação 5, $f(t)$ é a taxa de infiltração no tempo t , que pode ser calculada por equações como Horton, Philip, Green e Ampt. São necessários cuidados no cálculo de $f(t)$ para não ultrapassar a capacidade de infiltração do solo, nem a altura precipitada, porém este tratamento foge do escopo deste trabalho, por pretender-se um modelo concentrado. Admitiu-se que a retenção nas depressões de áreas permeáveis S_{ap} seja constante.

Com as hipóteses estabelecidas e substituindo as equações 3, 4 e 5 na equação 1, segue-se.

$$\phi = \frac{(h - S_i) \cdot (a_{idc} + a_{inc}) + a_p \cdot h_{ef,ap}}{h \cdot A} \quad (6)$$

No caso em que a contribuição ao sistema de drenagem seja de áreas impermeabilizadas (a_{idc} e a_{inc}) e rearranjando a equação 6 obtém-se:

$$\phi \cdot h = h_{ef} = \frac{(a_{idc} + a_{inc})}{A} \cdot h - \frac{(a_{idc} + a_{inc})}{A} S_i \quad (7)$$

$$h_{ef} = B \cdot h + \text{Intercepto} \quad (8)$$

As equações 7 e 8 são denominadas de modelo linear ou percentual. Os valores de B e do Intercepto na equação 8 podem ser calculados por regressão linear para cada bacia, desde que se disponha de uma série de eventos de chuva e vazão.

O coeficiente angular B corresponde então a $(a_{idc} + a_{inc})/A$, ou seja, ao percentual de áreas impermeabilizadas. Na hipótese de o escoamento superficial ser gerado predominantemente nas áreas conectadas, B corresponderá à a_{idc}/A . O Intercepto possibilita calcular o armazenamento nas depressões destas superfícies.

Observe-se pela equação 8, que se as perdas iniciais S_i forem zero, ou se forçar o Intercepto a zero durante a regressão linear, B corresponderá também a um coeficiente de precipitação efetiva calculado, denominado ϕ_{calc} .

A relação entre B e a_{idc}/A ou B e $(a_{idc} + a_{inc})/A$, assim como o cálculo das perdas iniciais S_i , a partir do Intercepto foram analisados para dezenas de bacias estrangeiras e para o caso de lotes experimentais brasileiros monitorados.

O uso de volumes e as simplificações impostas permitiram chegar ao modelo linear, entretanto contribuições das áreas permeáveis existem, bem como a influência das ainc's e de fatores aleatórios, os quais podem interferir na representatividade do modelo, como se procura discutir na seqüência.

PROPOSIÇÕES E VERIFICAÇÕES EXPERIMENTAIS de ϕ e C

No início do século XX o modelo britânico do Método Racional adotava C como a fração de a_{idc} na bacia, conforme Lee e Heaney (2003).

$$C = a_{idc}/A \quad (9)$$

Na mesma época na Itália, Fantoli (1904), segundo Ciaponi et al (1989), baseando-se em sua experiência e em uma pequena rede de drenagem em Milano, propôs a equação (10) para cálculo de coeficiente de precipitação efetiva.

$$\phi = K \cdot h^{1/3} \quad (10)$$

A variável K é uma constante que depende das características da bacia e da altura da precipitação h , para chuva de uma hora de duração. A equação 10 é usada de forma incorreta se não forem observadas as restrições e ainda, se ϕ superar o valor

de 0,75, pois sua dependência altera-se com a altura de chuva.

Shaake et al (1967) propuseram a equação 11 para estimativa do coeficiente de escoamento C.

$$C = 0,14 + 0,65 \cdot A_i + 0,05 I \quad (11)$$

Na equação 11, C é um parâmetro do método Racional e função do percentual área impermeabilizada total da bacia (A_i) e da declividade do coletor principal (I) da rede de drenagem, também em percentagem.

Desbordes (1975) analisou dados de 6 bacias francesas e 111 eventos, com áreas impermeabilizadas de 22 a 100%, áreas totais de 1,5 a 5,5 ha e alturas inferiores a 50 mm. Investigou adicionalmente outras 4 bacias norte-americanas com 55; 68; 52 e 44% de áreas impermeabilizadas e áreas totais de 5,2; 9,4; 19,1 e 925 ha e chuvas inferiores a 40 mm. A regressão linear entre alturas efetiva e precipitada apresentou coeficiente de correlação R superior a 0,92 para as bacias francesas, não sendo apresentados para as americanas. A relação entre os coeficientes angulares e o percentual de área impermeabilizada para as 10 bacias é a seguinte:

$$B = 1,01 (A_i/A) - 0,12 \quad (12)$$

O autor admite que a equação 12, nos casos em que a impermeabilização seja superior a 20%, pode ser simplificada para $B = A_i/A$. Para rápida avaliação C pode ser igualado a A_i/A , como outros autores o fazem.

As perdas iniciais médias calculadas a partir do valor do intercepto da equação 12, para as bacias estudadas variaram entre 0,42 e 4,6 mm.

Jacobsen e Harremoës (1981) monitoraram área de 682 m² com concreto asfáltico impermeável obtendo a relação entre os volumes escoados e precipitados: $hef = 0,984 h - 0,424$ e coeficiente de correlação de 0,998. As alturas registradas foram menores que 10 mm e com a bacia inicialmente sem chuva. A mesma área com pavimento semipermeável apresentou comportamento completamente diferente.

Para efeito de projeto Larcan et al (1987), baseados em seis bacias experimentais, propuseram a expressão que se segue:

$$\phi = A_i + Cap (1 - A_i) \quad (13)$$

Na equação 13 Cap é o coeficiente de escoamento da área permeável, que depende de diversos fatores, dificultando o seu uso.

Ciapone e Papiri (1989) investigaram a dependência do coeficiente de precipitação efetiva (ϕ) com características da superfície e da precipitação. Dispunham de 17 bacias experimentais: 2 do Canadá, 4 dos EUA, 1 da Austrália, 1 da Dinamarca, 1 da França, 2 da Inglaterra, 1 a Hungria, 1 da Itália, 2 da Eslovênia, 1 da Iugoslávia e 1 da Noruega, com declividades variando de 0,1% a 6%, 14 bacias de 2 a 25 ha e 3 bacias médias, com áreas de 70, 156 e 253 ha, sendo 3 bacias com áreas impermeabilizadas diretamente conectadas menores que 20%, 12 bacias entre 30 e 50% e 2 com 80% ou mais. Não contaram com bacias com impermeabilização entre 50 e 80%.

Os eventos foram separados em três conjuntos: o primeiro com o total de 275 eventos; o segundo com 116 eventos com alturas maiores que 5 mm e intensidades maiores que 2,5 mm/h; o terceiro formado por 58 eventos com alturas maiores que 10 mm e intensidades superiores a 5 mm/h.

Os três conjuntos de eventos foram representados por modelos lineares, com a variável dependente ϕ em função dos percentuais de área impermeabilizada total (A_i) e de áreas permeáveis ($1 - A_i$): $\phi = F (A_i/A) + G (1 - A_i/A)$. As constantes F e G obtidas por regressão. Estas modelagens apresentaram erros médios maiores que 39%.

Nestes modelos a variável explicativa (a_i/A) é uma característica da bacia, não varia de evento a evento, diferentemente da equação 8, além do que não considera a conexão de áreas impermeabilizadas.

Os mesmos autores estimaram, com os três conjuntos de dados, a dependência da vazão às seguintes características da bacia: área impermeabilizada diretamente conectada (a_{idc}); área impermeável não conectada à rede de drenagem (a_{inc}); área total da bacia (A); área permeável (a_p); declividade da bacia (I) e as características da precipitação: altura (h) e duração (t).

Destas possíveis representações por regressão múltipla, resultou que a equação 14, ajustada ao conjunto de 58 dados, apresentou os melhores resultados: coeficiente de regressão múltipla de 0,858, erros percentuais médios de 6,6%, quadráticos de 42%, máximo de 165% e mínimo de -54%.

$$\phi = 0,25 \cdot a_{idc}^{0,68} \cdot h^{0,34} \quad (14)$$

A equação 14, entretanto, é limitada à a_{idc} menor que 0,75 e h menor que 100 mm, caso contrário ϕ resulta maior que 1. Observa-se que o expoente de h desta equação é semelhante ao da equação 10. Os autores realizaram outra modelagem

impondo restrições a ϕ de 0 a 1, com ϕ tendendo a 1 se aicd tende 100% e/ou h tende a infinito. A qualidade do ajuste do modelo decresceu sensivelmente.

A relação entre volumes escoados e precipitados, equação 8, foi usada para calcular as perdas hidrológicas iniciais e o tipo de superfície por vários autores. Algumas destas análises são abordadas na seqüência.

Boyd et al (1993) investigaram a relação entre hef e h baseando-se em dados hidrológicos de 763 eventos em 26 bacias. O uso foi residencial em 23 bacias e comercial/industrial em 3. Dois tipos de comportamento foram evidenciados, como se segue. Bacias com escoamentos predominantes de áreas impermeabilizadas:

Em 17, das 26 bacias, os gráficos (hef contra h) indicaram que as relações tenderam a uma reta, conforme equação 8. Em geral, os coeficientes de correlação foram superiores a 0,939; apenas em uma bacia constatou-se o valor de 0,844. Houve pequeno espalhamento e somente poucos valores de hef acima da reta de regressão. Estas bacias têm áreas entre 1,73 e 25,5 ha, exceto uma com 235,5 ha. Em 12 destas bacias as alturas de chuva foram menores que 44,7mm, em 4 menores que 59mm e em uma bacia, foram menores que 227mm.

Como exemplo mostra-se na figura 1 o gráfico com dados da bacia Fort Lauderdale – USA, com 7,7 ha de área 100% urbana e com a porcentagem de 98% de área impermeabilizada e diretamente conectada. O valor de B que representa o ϕ_{cal} (ϕ calculado) foi igual a 0,957 e a perda hidrológica obtida igual a 1,33 mm.

Isto indica geração de escoamento superficial em áreas permeáveis foi quase nula.

Os autores observaram duas bacias excepcionais entre as 17. Uma destas bacias por não produzir escoamento nas parcelas de 38% de ainc e de 56% de ap, devido ao seu solo arenoso, predominando a contribuição do 6% de aicd. A outra bacia grande e com significativa área permeável (77%) que deveria gerar escoamento, também não gerou.

As perdas iniciais variam entre 0 e 1,33mm. Apenas duas bacias apresentaram valores de 3,72 e 6mm.

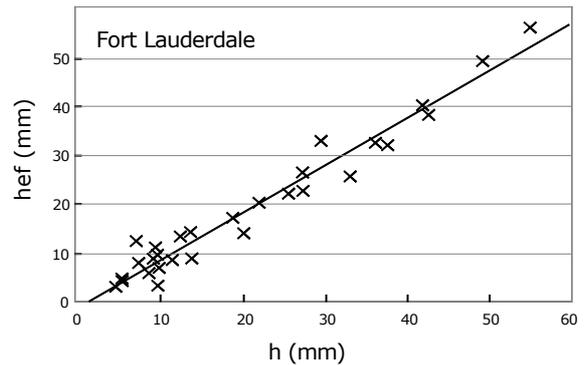


Figura 1 – Exemplo típico de predominância de escoamento de aicd - Bacia Fort Lauderdale – EUA. Adaptado de Boyd et al (1993)

Bacias com escoamentos de áreas impermeabilizadas e permeáveis

Em 9 bacias, de 26, ocorreram pontos acima da reta e o coeficiente angular B maior que a relação aicd/A, como indicado na figura 2, o que prejudicou o ajuste ao modelo linear. Estas bacias têm áreas variando de 70 a 490 ha, apenas duas com 22 e 2690 ha distante desta faixa. As alturas variaram de 1,9 até 362mm e períodos de retorno de até 50 anos.

Isto evidencia a geração de escoamento em áreas permeáveis e de impermeáveis não conectadas. Como exemplo, mostra-se na figura 2 a bacia Girilang, Austrália, com área de 35 ha, área impermeável e aicd ambas iguais a 25%, B a 0,349 e perdas hidrológicas a 3,26 mm.

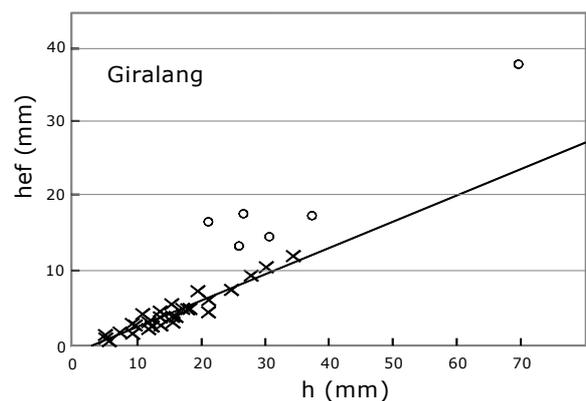


Figura 2 – Exemplo de bacia com contribuição também de áreas permeáveis (eventos indicados por círculo) - Bacia Girilang – Austrália. Adaptado de Boyd et al (1993)

Houve nestas bacias a predominância na geração de escoamento das *aicd*, mesmo para percentuais de *aicd* de 6% a 35%. Este escoamento pode ser até 25 vezes maior que o de permeáveis e, em média, 5,2 vezes superior.

Os maiores volumes escoados destas áreas ocorreram com grandes precipitações, como influência da intensidade e umidade antecedente. Para alturas de chuvas maiores de 10 até 40 a 50 mm, o escoamento de áreas permeáveis depende da forma do hietograma.

Relações entre B e as frações de *aicd* e *ainc*

Boyd et al (1993) relacionaram linearmente o conjunto de coeficientes B com as frações de $(a_{icd}+a_{inc})/A$ e de a_{icd}/A para as 17 bacias com predominância de escoamento de áreas impermeabilizadas, impondo reta pela origem.

$$B = 0,74.(a_{icd}+a_{inc})/A \quad R=0,83 \quad (15)$$

$$B = 0,85.a_{icd}/A \quad R=0,82 \quad (16)$$

Os autores refizeram a regressão com mais 9 bacias, excluindo-se os eventos em ocorreu escoamento das áreas permeáveis. Obtiveram-se coeficientes angulares de 0,75 e 0,86 e coeficientes de correlação (R) também semelhantes. Uma terceira regressão incluindo mais 12 bacias, totalizando 38 bacias, não alterou significativamente os valores dos coeficientes.

A tentativa de generalizar o cálculo de B a partir da $(a_{icd}+a_{inc})$ ou a_{icd} reduziu os valores R superiores a 0,94, calculados individualmente para cada bacia com dados de h_{ef} e h , para a faixa de 0,82 a 0,83.

Boyd et al (1994) realizaram estudo específico de bacias cuja contribuição de áreas permeáveis era significativa. Analisaram as alturas efetivas e precipitadas de 47 eventos de 3 bacias em Camberra, Austrália, sendo que, em média, houve 20 escoamentos originados de áreas impermeabilizadas e 27 escoamentos de áreas permeáveis, definidos com o mesmo critério já descritos. Estudaram os efeitos da umidade antecedente da bacia expressa pela chuva antecedente de 1 dia e de 5 dias, índice de precipitação antecedente de 5 dias e número de dias antecedentes sem chuva, e também da duração e intensidade das chuvas. Novamente a fração de *aicd* foi encontrada próxima às áreas impermeabilizadas mapeadas. Os pequenos escoamentos de áreas permeáveis (de 2 a 5 mm) estão relacionados a chuvas antecedentes de 1 dia, sejam elas pequenas ou gran-

des. Grandes escoamentos de áreas permeáveis ocorrem quando a altura precipitada excede 40mm e estão relacionados com precipitações antecedentes de 5 dias.

Para chuvas com alturas precipitadas menores que 40 mm, ocorreram pequenos escoamentos de áreas permeáveis sendo importantes a altura precipitada e a precipitação antecedente de um dia para as três bacias, indicando um solo com baixa capacidade de armazenamento superficial de água e com depleção rápida.

Ciaponi et al (1996) investigaram 449 eventos em 16 bacias, com áreas de 9,9 a 40,7 ha e duas outras com 155,84 e 253,5 ha, área impermeabilizada entre 0,33 a 0,91 e alturas precipitadas também bastante variadas. Os autores verificaram altos ajustes ao modelo linear, indicados por coeficientes de determinação superiores a 0,9, exceto para uma bacia, portanto estatisticamente muito significativo.

Os autores consideram que devido à estas constatações, seja por bacia ou por evento examinado, não existe contribuição significativa e sistemática de áreas permeáveis ou de áreas impermeabilizadas não conectadas, nem mesmo para alturas precipitadas elevadas. Isto se verifica nas bacias consideradas, exceto duas, possivelmente indicando que outras áreas além da *aicd* estejam contribuindo à rede.

Os desvios em relação ao comportamento médio da bacia foram atribuídos, pelos autores, aos fatores físicos e aleatórios.

Os fatores físicos devidos à contribuições de áreas permeáveis e impermeabilizadas não conectadas, não vieram a ser sistemáticos nem significativos. Estes fatores podem ser:

- Algumas áreas impermeabilizadas podem ser semipermeáveis e serem afetadas pela forma do hietograma.
- Para intensidade particularmente elevada algumas áreas impermeabilizadas podem descarregar em áreas permeáveis vizinhas.
- O tráfego de veículo pode conduzir a água às áreas permeáveis no centro da via.
- A evaporação pode não ser de todo negligenciável, principalmente no caso de chuvas fracas, pois no verão as temperaturas dos telhados e pavimentos são muito elevadas.
- A interceptação, na estação de verão, pode subtrair volumes hídricos não negligenciáveis em áreas urbanas com importante presença de árvores ao longo das ruas ou sobre áreas impermeabilizadas.

Os fatores aleatórios aventados foram:

- Erro na medida pontual da precipitação.
- Dificuldade de medir devido a distribuição espacial da chuva e também da exata definição dos limites da bacia.
- Erro na medida das descargas na rede de drenagem por calibração instrumental não exata e limitação de precisão, presença de depósitos, as quais interferem na transformação de nível em vazão.
- Erro de estimativa de vazões de origem não pluvial.

Estes erros são do tipo acidental, e, segundo Calomino (1987), apud Ciaponi et al (1996), podem ser superiores a 20% no caso de chuva fraca. Braga e Fernandes (2007) avaliaram pluviôgrafo tipo basculante em condições de campo e encontraram erros em torno de 20%.

Estas considerações de variabilidade de ϕ , principalmente devido aos fatores aleatórios por Ciaponi et al (1996), são razoáveis, porém limitados aos eventos e bacias por eles analisados. Boyd et al (1993, 1994) demonstraram, como exposto, que para chuvas com alturas superiores a 40 mm, dependendo das condições de umidade antecedente da bacia, áreas permeáveis podem produzir contribuições, as quais justificam pontos com valores de hef superiores a reta de regressão obtida.

Não há detalhes de estimativa de áreas impermeabilizadas, sejam elas conectadas ou não, nos trabalhos revisados. Alguns citam medidas em plantas, o que pode introduzir erros no processo. As aids, pela sua importância, têm sido modeladas separadamente das demais em modelos distribuídos, conforme Barbassa et al (2005).

CONDIÇÕES DOS LOTES URBANOS E DO MONITORAMENTO REALIZADO

O experimento foi conduzido na Riviera de São Lourenço, junto à cidade litorânea de Bertioga, estado de São Paulo. Para isto três lotes de mesmas dimensões e área de 360 m² foram monitorados entre 9/2004 e 6/2006. Um deles foi deixado em condições naturais, por isso denominado de "lote natural", com vegetação rasteira e nativa, conforme mostrado na figura 3. Outro foi impermeabilizado em 75%, como ilustra a figura 4 e de acordo com a legislação de Bertioga - SP, sendo denominado lote

convencional. O terceiro lote foi instalado com outro propósito, por isto, não tratado neste artigo.

As superfícies dos lotes foram aterradas até 0,60 m acima da cota da sarjeta, com declividade de 1%. Usou-se areia predominantemente fina para aterro, como a do solo local. Para evitar o escoamento de águas sub-superficiais ou superficiais, as áreas vizinhas foram isoladas ao longo do perímetro de cada lote experimental, com manta de lençol plástica convenientemente estruturada em painéis de madeira.

O monitoramento da precipitação consistiu de um pluviôgrafo instalado em um dos lotes. O escoamento de cada um dos lotes foi coletado e conduzido ao vertedor triangular de parede fina para medida contínua de vazões. Os vertedores triangulares foram localizados em frente aos lotes sendo a vazão, após medida, lançadas na sarjeta. Os valores medidos de precipitação e vazão foram armazenados e coletados eletronicamente.



Figura 3 – Lote natural - Riviera São Lourenço Bertioga – SP.

Os parâmetros usados foram os seguintes:

- hef - precipitação ou altura efetiva em mm;
- ϕ_{obs} - coeficiente de precipitação efetiva, que é a relação entre a altura efetiva e a altura precipitada medidas;
- Tempo de retardamento, computado em minutos, como a diferença entre o tempo de pico de vazão obtido do hidrograma e o tempo de pico da precipitação.

O tempo de retardamento, segundo Viessman et al (1989), é caracterizado pela relação entre a extensão e a velocidade média do escoamento. Este parâmetro é influenciado pela forma da área de drenagem, declividade do canal principal, geometria e tipo de chuva. Ele é definido



Figura 4 – Lote convencional (75% impermeabilizado) na Riviera São Lourenço – Bertioga – SP.

como a diferença, em unidades de tempo, entre o centro de massa da precipitação efetiva e o centro de massa do hidrograma. Citam também como definição a diferença entre o centro de massa da precipitação efetiva e o pico de vazão e ainda o intervalo entre o pico de precipitação e o pico de vazão. Esta última definição foi usada neste trabalho.

COMPORTAMENTOS DE LOTES CONVENCIONAL E NATURAL

Apresenta-se na figura 5, a título de exemplo, o evento do dia 21/06/2005, com a precipitação em mm/h representada por diagrama de barras no eixo secundário das ordenadas. Ainda nesta figura as vazões diretamente escoadas, em L/s, estão representadas por gráficos de linha no eixo principal das ordenadas. Observa-se no hidrograma produzido pelo lote convencional, representado por linha contínua, que a cada pico de chuva há um pico de vazão, sendo eles maiores, em maior número e ocorrem mais rapidamente que no lote natural. Significa que as vazões do lote convencional foram “prontamente” lançadas na sarjeta.

O hidrograma do lote natural, representado por linha pontilhada também na figura 5, caracteriza-se por grande atenuação de vazões, poucos picos, tempos de ascensão de vazão e depleção do escoamento superficial muito maiores que do lote convencional.

Os tempos de retardamento para o lote convencional foram 3,5 minutos em média, com mínimo de 2 min e máximo de 5 min. O cômputo do tempo decorrido entre o pico de precipitação e o pico de vazão pode ser afetado pela discretização e pela complexidade da precipitação, sendo estas, portanto, estimativas do parâmetro. Para o lote natural não foi possível estimar este parâmetro, pois seus picos de vazões são bem mais suaves.

Os escoamentos superficiais indicados pela precipitação efetiva (hef) e as alturas precipitadas (h) para 15 “eventos” são apresentadas na tabela 1. É notável o efeito da precipitação antecedente nos eventos consecutivos dos dias 20 e 21/6/2005 e também da elevada altura precipitada do dia 13/9/2005 no evento do dia 16/9/2005.

A relação entre as precipitações efetivas (hef) e as alturas precipitadas (h) podem melhor ser visualizadas e relacionadas nas figuras 6 e 7, respectivamente para os lotes convencional e natural. Na figura 6 verifica-se que no lote convencional a precipitação efetiva varia linearmente com a altura precipitada, apresentando coeficiente angular B, ou φ_{calc} de 0,75.

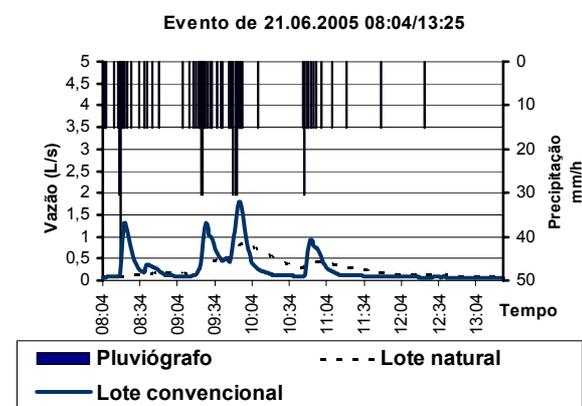


Figura 5 – Hidrogramas e hietograma dos lotes convencional e natural, Riviera de São Lourenço – Bertioga - SP.

Como a fração de área impermeabilizada do lote convencional é 0,75, significa que B ou φ_{calc} é igual à A_i/A , ou seja, que a área impermeabilizada funciona como diretamente conectada. Este valor é superior ao encontrado nas bacias analisadas por Boyd et al (1993), que foi igual a 0,87, conforme equação 18, porém muito próximo ao lote monitorado por Jacobsen e Harremoës (1981) que foi 0,982. Caso a regressão linear entre hef e h fosse realizada com a reta passando pela origem, B resultaria em 0,72. A dispersão em torno da reta, figura 6, possivelmente pode ser atribuída a incertezas nas medidas. Um fator físico que também pode afetar são os corredores laterais do lote convencional, formado de areia fina, embora estreito, têm algum potencial de infiltração. O evento que mais se afasta da reta superiormente foi de 37,3 mm, e os eventos

mais abaixo da reta, foram de pequena altura e sem chuvas antecedentes.

Tabela 1 – Alturas precipitadas e efetivas medidas em lotes convencional e natural para 15 eventos medidos, Riviera de São Lourenço – Bertioga – SP.

Início do evento	Altura chuva h(mm)	Altura efetiva(mm)	
		Lote Natural	Lote convencional
12/9/2004 05:35:00	37,3	5,3	31,9
09/12/2004 17:10:03	6,6	1,1	5,6
11/12/2004 2:02:13	4,1	0,5	3,8
04/3/2005 08:07:32	33,0	2,1	23,9
15/3/2005 22:05:00	24,6	3,5	16,4
23/3/2005 18:59:56	15,5	1,7	11,5
24/3/2005 08:45:52	10,4	3,1	9,9
20/6/2005 21:16:00	21,1	0,2	6,2
21/6/2005 15:01:00	13,0	3,2	4,6
21/6/2005 13:26:00	4,1	1,7	3,0
21/6/2005 08:04:00	16,8	14,2	14,9
13/9/2005 11:21:00	48,5	36,2	35,3
16/9/2005 18:44:18	18,5	11,3	12,5
03/1/2006 22:37:00	14,0	0,4	5,3
31/1/2006 13:34:32	7,4	0,3	6,4

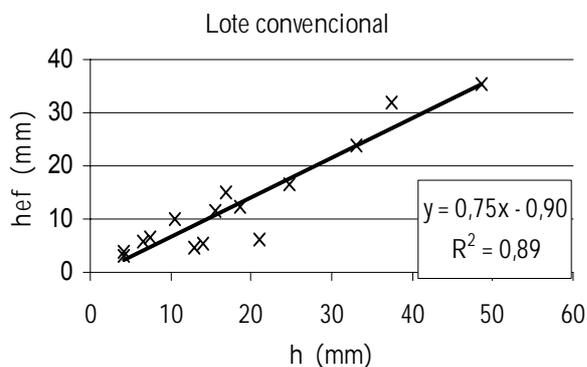


Figura 6 – Alturas precipitada e efetiva para o lote experimental convencional na Riviera de São Lourenço Bertioga – SP.

As perdas hidrológicas médias (S_i) calculadas para o lote convencional, a partir da equação 8, com valores de B (0,75) e intercepto (0,90), con-

forme figura 6, resulta igual a 1,2 mm. Valor este compatível com a literatura.

O lote natural, como ilustra a figura 7, não apresentou linearidade nas respostas, pois há grande dispersão de pontos. Provavelmente por ter maior capacidade de infiltração e, em razão disso, também estar mais sujeito às condições antecedentes de umidade no solo. O modelo linear portanto, não foi significativo para esta condições.

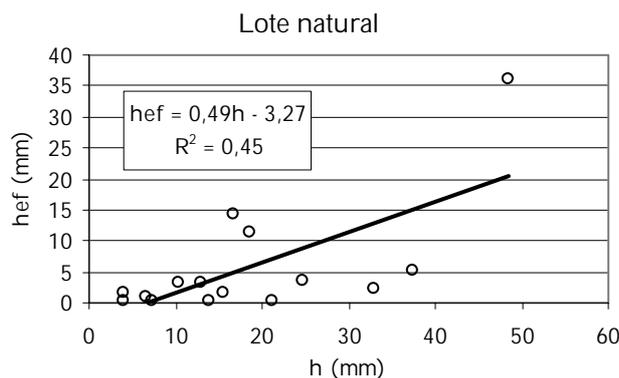


Figura 7 – Alturas precipitada e efetiva para o lote experimental natural na Riviera de São Lourenço Bertioga – SP.

CONCLUSÕES

Analisaram-se a relação entre a precipitação efetiva e a precipitação total em 15 eventos, registrados in loco, em lotes urbanos com 360 m². Um lote de uso residencial e ocupação de 75% e outro natural, sem impermeabilizações.

A relação entre as alturas escoadas e precipitadas para o lote convencional ajustou-se muito bem à uma reta, com coeficiente de determinação R^2 de 0,89. A inclinação da reta, B ou também o coeficiente de precipitação efetiva do lote, foi calculado em 0,75 e correspondente à área impermeabilizada. Verificou-se então que o lote funciona com sua área impermeabilizada “diretamente conectada”, sendo possível determiná-la a partir dos dados hidrológicos medidos. Ainda para o lote convencional as perdas hidrológicas calculadas a partir do intercepto resultaram em 1,2 mm. O espalhamento observado em torno da reta deveu-se, provavelmente, a fatores aleatórios e a fatores físicos (corredores de areia fina), pois as alturas de chuva registradas foram

moderadas e a áreas permeáveis proporcionalmente pequenas.

A mesma relação para o lote natural apresenta uma dispersão grande, não sendo representativo relacionar h_{ef} com h por modelo linear. Esta tendência também foi observada na literatura.

Os experimentos e modelagens realizados deixam bastante claro a importância das áreas impermeabilizadas e respaldam seu uso na adoção de parâmetro de modelos de previsão de enchentes. Ressalta-se a necessidade de pesquisar o comportamento de bacias brasileiras, pois as condições estrangeiras são tomadas como referências, sem um estudo mais aprofundado que possa considerar as diferenças climatológicas e fisiográficas que afetam os resultados.

REFERÊNCIAS

- BARBASSA, A. P. ; PUGLIESE, P. B. ; MOREIRA, J. (2005). *Estudo de enchentes urbanas associando rede de monitoramento densa, SIG e modelo distribuído*. In: Anais XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2005, João Pessoa - PB. – 20 a 24 nov 2005, v. CD-ROM. p. 1-19.
- BOYD, M. J., BUFILL, M.C., KNEE, R.M. (1993). *Pervious and impervious runoff in urban catchments*. Hydrological Sciences Journal, 39 (4), 321-332.
- BOYD, M. J., BUFILL, M.C., KNEE, R.M. (1994). *Predicting pervious and impervious storm runoff from urban drainage basins*. Hydrological Sciences Journal, 39(4), 321-332.
- BRAGA, S.M., FERNANDES, C.V.S. (2007). *Performance de Sensores de Precipitação do Tipo "Tipping Bucket" (Báscula) – Um Alerta para a Ocorrência de Erros*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, - RS, v. 12, n. 1, p. 197-204, jan/mar 2007.
- BUTLER, D., DAVIES, J. (2004). *Urban Drainage*. Spon Press, Londres, 2a. ed., 543 p.
- CAMPANA, N.A., TUCCI, C.E.M.(1994) – *Estimativa de área impermeável de macro bacias urbanas*. RBE, Caderno de Recursos Hídricos, vol.12 no. 2, p 79-94.
- CIAPONI C., PAPIRI, S. (1989). *Um método per la stima di coefficiente di afflusso nei bacini di drenaggio urbani*. Università di Pavia, Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale. Pubblicazione n. 170, dicembre 1989.
- CIAPONI, C., NEGRI A., PAPIRI, S. (1996). *Sui coefficienti di afflusso ricavati dalle misure effettuate nei bacini urbani sperimentali*. In Atti dei Seminari "Modelli quali-quantitativi del drenaggio urbano" di San Cassiano (28-31 março 1995) e Sorrento (11-14 junho 1996), Italia.
- DESBORDES, M. (1975) . *Estimation des coefficients de ruissellement urbain*. La Tribune du Cébédéau. N. 376, pp. 106-110, março 1975.
- FANTOLI, G. *Le acque di piena nella rete delle fognature di Milano: Relazione della Commissione Cipolletti, Fantoli, Soldati*. Milano, 1904.
- FONTES, A.R.M., BARBASSA, A.P. (2003) *Diagnóstico e Prognóstico da ocupação impermeabilização Urbanas*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre-RS, v. 8, n. 2, p. 137-147, abr/jun, 2003.
- GAROTTI, L. M., IMOTO, T. S., BARBASSA, A. P. (2007). *Uso da área impermeabilidade diretamente conectada como coeficiente de escoamento superficial e comparação com outras estimativas*. In: Anais do VII Encontro Nacional de Águas Urbanas. São Carlos. v.1. CD-ROM.
- JACOBSEN, P. HARREMOES, P. (1981). *Significance of semi pervious surfaces in urban hydrology*. In. Proc. 2nd Int. Conf. Urban Storm Drainage. Water Resources Publications, Colorado, USA, 424-433.
- KIDD, C.H.R. (1978). *Rainfall-runoff processes over urban surfaces*. Proceedings International Workshop held at the Institute of Hydrology, Wallingford, England.
- LARCAN, E., MIGNOSA, P., PAOLETTI, A. (1987). *Un metodo di previsione del coefficiente di afflusso in bacini urbani*. Seminario Nazionale "La ricerca nei deflussi urbani: Camigliatello Silano (Cosenza - itália). Ottobre, 1987.
- LEE, J. G.; HEANEY, J. P. (2003). *Estimation of urban imperviousness and its impacts on stormwater systems*. Journal of Water Resources Planning and Management 39(4), pp. 321-332.
- LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A., PAULHUS, J.L.H. (1949). *Applied Hydrology*. New York, MacGraw-Hill, 1949.
- SHAAKE, J.C., GEYER, J.C., KNAPP, J.W.(1967). *Experimental examination of the rational method*. ASCE, Journal of the Hydraulics Division, vol. 93, no. 6, p. 353-370, novembro 1967.
- THOLIN, A.L., KEIFER, C.J. (1960). *The hydrology of urban runoff*. Transactions ASCE, v. 125, 1308-1379.
- VIESSMAN Jr, W., LEWIS, G.L., KNAPP, J.W. (1989). *Introduction to Hydrology*. 3a.edition. New York, Harper & Row Publishers, 780 p.

Hydrologic Behavior in Basins With Native and Planted Forests in the Municipality of Caçador, SC

ABSTRACT

Forestry activity has been developed in the Caçador region, Santa Catarina State, since the arrival of the first settlers. Forest and reforestation activities, mainly with the *Pinus* genera make forestry one of the leading regional economic activities. This research study aims at evaluating the outflows in basins with native and planted forests and the clear-cut effects on river flow in the managed forest. Three forested watersheds were analyzed; two of them with *Pinus taeda* L. and the other with mixed *Ombrophila* mixed. In each basin the flow was measured in a mixed spillway in which the water depth was monitored at five-minute intervals. The characteristic flows were determined and stream flow was designed for two periods, classified as before and after clear-cut. It was observed that there was more flow in basins with native forest than in managed forests and that clear-cutting may contribute to increased overflows, especially in those with a high frequency of occurrence.

Key-words: Hydrology in forests, forest management, surface streamflow.

Tabela 2 – Símbolos e siglas usadas.

ÁREA	Impermeabilizada	Ai
	Impermeabilizada diretamente conectada	aidc
	Impermeabilizada não diretamente conectada	ainc
	Permeável	ap
	Total	A
CHUVA	Altura efetiva	hef
	Altura precipitada	h
	Intensidade no tempo t	I(t)
Coeficiente angular de reta		B
Coeficiente de deflúvio		ϕ
Coeficiente de determinação		R ²
Coeficiente de correlação		R
Coeficiente de escoamento superficial		C
Coeficiente de escoamento superficial de ap		Cap
Declividade		I
Intercepto de reta		Intercepto
Retenção nas irregularidades em lâmina		S
Taxa de infiltração no tempo t		f(t)
Tempo		t
Vazão no tempo t		Q(t)
VOLUME	Escoado de uma para outra área	Vesc
	Precipitado	Vpre
	Precipitado na aidc	Vaidc
	Precipitado na ainc	Vainc
Precipitado na ap		Vap

Comportamento Hidrológico em Bacias com Floresta Nativa e Implantada no Município de Caçador, SC

Adilson Pinheiro, André Silveira Rosa
Universidade Regional de Blumenau, FURB/SC
pinheiro@furb.br

Recebido: 05/09/09 - revisado: 20/10/10 - aceito: 07/12/10

RESUMO

A atividade florestal tem sido desenvolvida na região de Caçador, Estado de Santa Catarina, desde a chegada dos primeiros colonizadores. Os florestamentos e reflorestamentos, principalmente com o gênero *Pinus*, fazem com que a atividade florestal seja uma das principais atividades econômicas da região. Este trabalho visa a analisar os escoamentos em bacias com floresta nativa e implantada e o efeito do corte raso no escoamento fluvial da floresta manejada. Foram analisados os escoamentos em três bacias hidrográficas com florestas, duas com *Pinus taeda* L. e uma com floresta nativa tipo *Ombrofila Mista*. Em cada bacia é realizada a medição da vazão em um vertedor misto, onde a altura da lâmina de água é monitorada com intervalo de tempo de 5 minutos. Foram determinadas as vazões características e construídas as curvas de permanência, em dois períodos, identificados como antes e após o corte raso. Observa-se que as vazões na bacia com floresta nativa são superiores àquelas das florestas manejadas e o corte raso ocasiona o aumento das vazões escoadas principalmente naquelas com alta frequência de ocorrência.

Palavras-chave: Hidrologia de florestas, manejo florestal, escoamento superficial.

INTRODUÇÃO

A bacia hidrográfica tem sido adotada como unidade de planejamento dos recursos hídricos. Por definição, ela é um ecossistema, dentro do qual é possível o estudo detalhado das interações entre o uso da terra e os processos hidrológicos e a qualidade das águas. Além disto, como ecossistema aberto e de contornos bem definidos, ela se encontra normalmente em equilíbrio. Sua dinâmica se manifesta através de uma contínua condição transiente.

Desta forma, seu funcionamento hidrológico é altamente complexo. Tem condições de suportar perturbações naturais quando em boas condições de proteção florestal. No entanto, alterações no uso do solo da bacia podem refletir em mudanças na quantidade e na qualidade das águas (Vital et al., 1999, Silva et al., 2007).

As interligações do ciclo hidrológico com o uso e ocupação do solo, principalmente abordado na ênfase da cobertura florestal, foram apresentadas por Little et al. (2009). Revisões da literatura apresentam sínteses de resultados obtidos em bacias experimentais com florestas nativas e implantadas. Bosch e Hewlett (1982) revisaram os trabalhos de 94 bacias experimentais mostrando os efeitos das mu-

danças na cobertura vegetal sobre a produção de água. Eles demonstraram que, em geral, a redução da vegetação resulta no aumento da produção de água na bacia. Hombeck et al. (1993) mostram que a remoção da floresta provoca um aumento imediato da vazão, aumento que pode ser prolongado indeterminadamente, controlando a rebrota; do contrário, a vazão volta a diminuir em um prazo de 3 a 10 anos e os pequenos aumentos ou diminuições da vazão podem persistir por pelo menos 10 anos em resposta a mudanças climáticas ou na composição de espécie. Estes resultados reforçam a importância de uma boa prática de manejo que concilie produção, qualidade e regime de água e preservação dos solos e nutrientes, uma vez que a presença da vegetação traz uma série de benefícios, nos atributos físicos e químicos do solo, tais como melhoria da capacidade de infiltração, recarga dos aquíferos, redução de picos de cheias (Ilstedt et al., 2007, Brown et al., 2005), redução da erosão do solo (Pires et al., 2006, Avanzi et al., 2008) e ciclagem de nutrientes (Ranzini e Lima, 2002, Oki, 2002, Forti et al., 2007).

A atividade florestal tem sido desenvolvida na região de Caçador, Meio Oeste Catarinense, desde a chegada dos primeiros colonizadores, no final do século XIX. No princípio, de forma extrativista,

com a exploração desordenada de espécies nativas como a Araucária e a Imbuia. Na atualidade, os florestamentos e reflorestamentos, principalmente com o gênero *Pinus*, continuam fazendo com que a atividade florestal seja uma das atividades econômicas, através do fornecimento de matéria prima para as indústrias madeireiras e de celulose e papel, mais propícias e rentáveis para o desenvolvimento regional.

A região de Caçador, considerando também os municípios de Calmon, Matos Costa, Lebon Régis, Macieira e Rio das Antas contava com uma área reflorestada com *Pinus* de aproximadamente 90.000 hectares e com a previsão de plantio anual de 4.000 hectares (Baú e Kreuz, 2001). Portanto, verificar se a implantação desta espécie em grande escala pode alterar significativamente o regime hídrico da região é de suma importância.

Assim, surge o interesse na avaliação da influência das florestas implantadas no âmbito das bacias hidrográficas e os efeitos do manejo destas florestas no regime hídrico desta região e suas implicações. Neste contexto, este trabalho visa a realizar comparações entre vazões escoadas em bacias com floresta nativa e florestas implantadas e avaliar o efeito do corte raso do *Pinus taeda L.* plantado sobre os escoamentos fluviais. O corte raso é entendido como a derrubada das árvores de um povoamento florestal, deixando o terreno momentaneamente livre de cobertura arbórea.

MATERIAL E MÉTODOS

Área de Estudo

A área de estudo deste trabalho foram três bacias hidrográficas, duas com florestas implantadas e uma com floresta natural, as três situadas no município de Caçador, Estado de Santa Catarina. As bacias com floresta implantadas pertencem à Empresa Juliana Florestal Ltda., e a bacia com floresta natural está localizada na Estação Experimental da EMBRAPA/EPAGRI. A Figura 1 apresenta a localização das áreas no Estado de Santa Catarina. As características físicas das bacias são apresentadas na Tabela 1 e, na Tabela 2, são apresentados os usos e ocupação do solo (Rosa, 2007).

Os solos das bacias 1 e 2 são classificados como TBA6 - Associação Terra Bruna Estruturada Álica A proeminente, textura muito argilosa, relevo suave ondulado e ondulado + Cambissolo Álico Tb A húmico e proeminente, textura muito argilosa, fase pedregosa, relevo ondulado, ambos com flores-

ta subtropical perenifólia (EMBRAPA, 2004). Apresenta, ambos, baixa fertilidade natural aliada à presença de alumínio trocável, representando a principal limitação ao uso agrícola destes solos. São solos muito argilosos e apresentam suscetibilidade à erosão. O reflorestamento e a fruticultura são os usos mais recomendados nas áreas do Cambissolo.

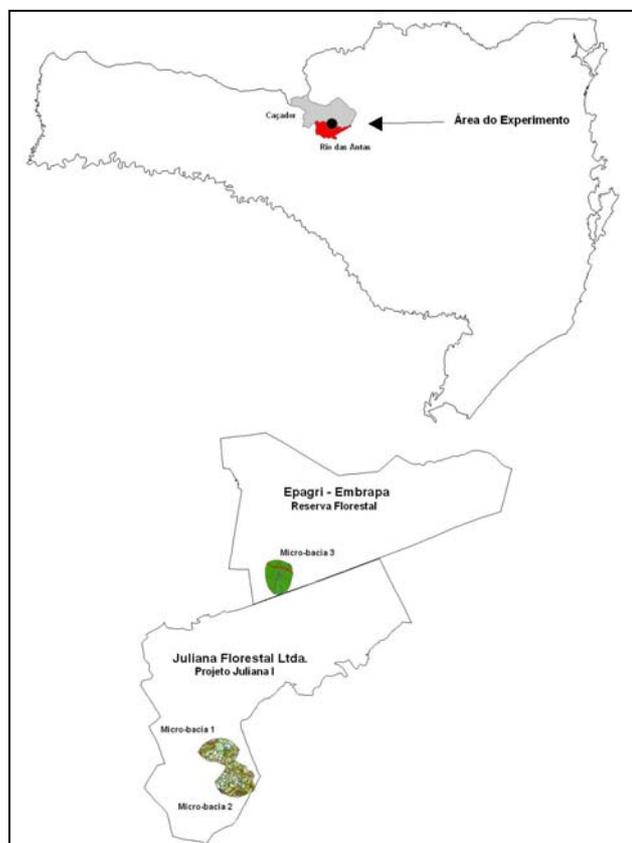


Figura 1 - Localização das áreas de estudo.

Segundo Kurasz et al. (2004) através do mapeamento de solos da Floresta Nativa pertencente a Embrapa/Epagri, na bacia 3, os solos apresentam textura muito argilosa (> 60% argila) a argilosa (35 a 60% argila). Em todos os solos amostrados a acidez é elevada (< 7), bem como os teores de alumínio trocável e matéria orgânica.

Tabela 1 – Características físicas das bacias.

Característica	Bacia 1	Bacia 2	Bacia 3
Área de drenagem (ha)	32,41	42,49	32,57
Perímetro (m)	2159,99	2524,36	2094,46
Comprimento da drenagem (m)	1111,19	2302,51	562

Tabela 2 –Uso do solo nas bacias (ha), em 2005.

Uso do solo	Bacia 1 (ha)	Bacia 2 (ha)	Bacia 3 (ha)
<i>Pinus</i> spp.	19,71	27,15	0,00
Capoeira	3,94	5,38	0,00
Macega	0,50	1,62	0,00
Preservação Permanente	1,68	2,81	0,00
Mata de Conservação	2,35	4,28	31,95
Caminho	0,80	0,98	0,00
Banhado	0,78	0,00	0,05
Aceiro	0,00	0,10	0,00
Corte Raso	2,27	0,00	0,00
Cipreste	0,08	0,00	0,00
Estrada	0,30	0,00	0,57

Fonte: Rosa (2007)

Dispositivo experimental

Foi instalado em cada bacia, um canal de concreto, com dimensões de 1 m de comprimento, 1 m de altura e 2 m de largura, com vertedor misto, ou seja, triangular de 90°, para a maior parte do tempo, com a altura da vertente de 30 cm e, retangular, para casos extremos, acaso a altura da água ultrapassar o vertedor triangular. Para cada vertedor, foi instalado um linígrafo marca Global Water, modelo WL-15, que é composto por um Datalogger com sensor de nível d'água para monitoramento e armazenamento remoto a intervalos de 5 minutos do nível da água. Os sensores mediram as alturas da lâmina de água e através do uso de equações de vertedores foram determinadas as vazões dos escoamentos superficiais.

As equações empregadas para determinação da vazão nos vertedores retangular e triangular são apresentadas por Fernandez et al. (1998), expressas por:

- vertedor retangular: $Q = 1,838 LH^{3/2}$
- vertedor triangular: $Q = 1,4H^{5/2}$

onde Q é a vazão escoada no vertedor (m^3/s), L é a largura do vertedor retangular (m) e H é a lamina de água escoada sobre o vertedor (m), medida com o sensor de pressão instalado em um poço de tranquilização implantado a montante dele.

Os dados de precipitação, temperaturas mínimas, máximas e médias, insolação e umidade relativa foram adquiridos junto à estação experi-

mental da EPAGRI - Caçador, localizada, aproximadamente, a 7 km das bacias 1 e 2.

O monitoramento de cotas e determinações das vazões instantâneas a intervalos de 5 min foi realizado no período compreendido entre agosto de 2005 a janeiro de 2008, dividido em duas etapas de análise. A primeira, a etapa 1, representa as florestas em suas condições iniciais, e vai de agosto de 2005 a junho de 2006. A segunda, a 2, representa o efeito do corte raso do *Pinus taeda* L. que foi realizado na bacia 1, e vai de julho de 2006 a janeiro de 2008.

Manejo florestal

No início do monitoramento, as bacias 1 e 2 possuíam floresta de *Pinus taeda* L., implantada no ano de 1978, com espaçamento inicial de 2,50 x 1,60 metros. Após três desbastes, as áreas contavam com 403 árvores por hectare. Cada árvore possuía um volume médio de 1,494 m^3 , conforme o relatório de inventário florestal de 2004, realizado pelo Juliana Florestal Ltda, de Caçador. A bacia 1 foi submetida ao corte raso. A bacia 2 não foi alterada, permanecendo com suas condições de cobertura florestal original. A bacia 3 manteve como cobertura predominante a Floresta Nativa classificada como Ombrófila Mista e está localizada na estação experimental da Embrapa/Epagri, distante cerca de 3000 m das outras duas áreas experimentais.

O corte raso foi realizado de janeiro a junho de 2006 e consistiu na retirada de todas as árvores do povoamento, onde também ocorreram todas as atividades subseqüentes, ou seja, o corte, o desgalhamento, o traçamento, o estaleiramento e o carregamento da madeira. Esta operação, chamada também de colheita, ocorreu com o auxílio de uma máquina denominada de Harvester (cortador), conjunto formado por uma escavadeira 320 CL, marca Catterpillar, e um cabeçote processador. Esta máquina realizou todas as atividades da colheita exceto o carregamento, que foi realizado por um carregador florestal. Todo o resíduo da colheita, como as galharias e tocos de madeira, permaneceu disposto sobre a área do corte. Foi realizado replantio com a mesma espécie em outubro de 2006. Parte da bacia 1 sofreu corte raso no início de 2008.

Regimes de escoamento fluvial

Com as séries de vazões, foi possível determinar as vazões características, tais como vazões mínimas, máximas e médias e a elaboração das curvas de permanência. Elas são apresentadas em termos de vazões específicas, representando a capaci-

dade produtiva de água por unidade de superfície adotada. Neste caso foi adotada a unidade de hectare. A curva de permanência descreve a frequência com que as vazões são encontradas em uma seção fluviométrica. Ela representa o complemento da função de distribuição cumulativa de probabilidade de vazões ou a probabilidade de excedência das vazões (Cruz e Tucci, 2008).

Os hidrogramas de cheias foram separados em seus componentes de escoamento superficial e subterrâneo, conforme é descrito por Tucci (2004). Com os resultados foram realizadas comparações entre as áreas estudadas.

As séries de cotas e de vazões foram tratadas com o software Hydraccess desenvolvido por Philippe Vauchet no IRD – Institut Français de Recherche pour le Développement, disponível em http://www.mpl.ird.fr/hybam/outils/hydraccess_en.htm.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados são apresentados de forma a identificar as diferenças ocorridas entre as duas etapas definidas para análise. Ressalta-se que a etapa 1 apresenta a duração de 11 meses e a 2 tem a duração de 19 meses. A precipitação total na etapa 1 foi de 1181,6 mm, com uma média mensal de 107,4 mm e na 2, a precipitação total foi 2411,4 mm, o que resulta em uma média mensal de 126,9 mm. Nas duas etapas, a média das precipitações máximas diárias foi de 37,5 mm, sendo os desvios padrões de 24,5 e 16,3 mm, em ambas, respectivamente. Na etapa 1, a maior precipitação diária foi de 89,3 mm, ocorrida no mês de setembro de 2005, enquanto na etapa 2, a maior precipitação diária foi de 59,6 mm no mês de agosto de 2006.

A Figura 2 apresenta os hidrogramas registrados nas três bacias. Ressalta-se que, por problemas operacionais, em alguns momentos não foram coletados os dados das bacias. Os momentos com falhas não são simultâneos. Observa-se que nos meses de maio a agosto os escoamentos foram baixos, representativos da ocorrência de uma estiagem. No início da etapa 1 e no final da etapa 2, as vazões escoadas foram elevadas, representativas de um período com ocorrência de enchentes. Na etapa 1, os comportamentos dos hidrogramas foram similares.

Na etapa 1, as vazões escoadas nas bacias 1 e 2 são da mesma ordem de grandeza. No entanto, na etapa 2, as vazões registradas na bacia 1 são superiores àquelas registradas na bacia 2. Isto significa que a

bacia 1 produz mais escoamentos superficiais durante a ocorrência de precipitações. Em períodos sem precipitação a evapotranspiração na bacia 2 deve ser superior àquela que ocorre na bacia 1, onde os *Pinus taeda* L. foram cortados. A realização do balanço hídrico na etapa 2, resulta em uma evapotranspiração de 1486,0 mm na bacia 1 e 2071,7 mm na bacia 2. Desta forma, pode-se considerar que o corte raso produziu uma redução de cerca de 28% na evapotranspiração, a qual foi transformada em escoamento superficial. Na bacia 3 a evapotranspiração foi de 1114,3 mm. Na etapa 1, as evapotranspirações foram de 899,2, 953,4 e 762,1 mm nas bacias 1, 2 e 3 respectivamente. Portanto, na bacia com floresta nativa, as evapotranspirações são inferiores àquelas verificadas para as florestas com *Pinus taeda* L.. Isso pode ser explicado pelo fato que a floresta nativa é composta por povoamentos com estratificação e com menor densidade de indivíduos em relação à floresta implantada.

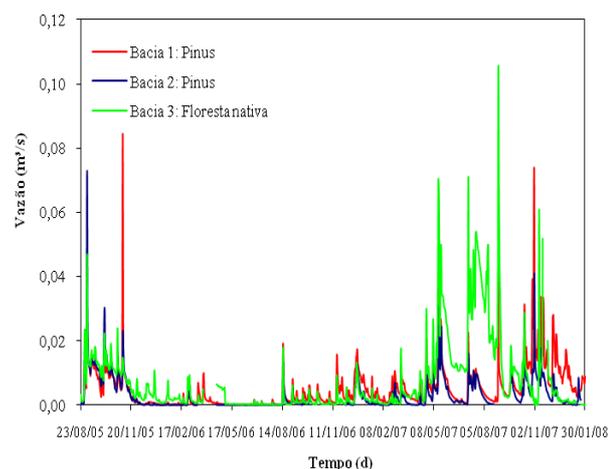


Figura 2 – Hidrogramas registrados nas bacias 1, 2 e 3.

A Tabela 3 apresenta as alturas de precipitação e de escoamento superficial nas três bacias e os respectivos módulos de escoamentos, obtidos através da relação entre as duas alturas. Os módulos de escoamentos variaram nas três bacias entre as duas etapas. As bacias 1 e 3 apresentaram aumentos, enquanto a 2 apresentou redução. A redução na bacia 2 é da ordem de 27%, enquanto o aumento na 1 é da ordem de 61%. A variação na bacia 3, que apresentou maior escoamento, foi da ordem de 51%. A diferença entre elas pode ser atribuído ao corte raso efetuado na bacia 1. Ranzini e Lima (2002) obtiveram módulo de escoamento de 17,2% e 55,6% em

Tabela 3 – Precipitação, vazão escoada e módulo de escoamento nas bacias 1, 2 e 3.

Etapas	Precipitação (mm)	Vazão escoada (mm)			Módulo de escoamento		
		Bacia 1	Bacia 2	Bacia 3	Bacia 1	Bacia 2	Bacia 3
1	1181,6	351,2	228,2	419,5	0,239	0,193	0,355
2	2411,4	925,4	339,7	1297,1	0,384	0,141	0,538

Tabela 4 – Escoamentos superficiais nas bacias 1, 2 e 3.

Etapas	Precipitação (mm)	Volume escoado superficial (m ³)			Coeficiente de escoamento superficial		
		Bacia 1	Bacia 2	Bacia 3	Bacia 1	Bacia 2	Bacia 3
1	1181,6	6795,5	8773,2	9011,6	0,018	0,017	0,023
2	2411,4	14358,9	8741,9	61844,9	0,018	0,009	0,079

duas bacias que possuem declividades diferentes, situadas no Vale do Paraíba, Estado de São Paulo, florestadas com eucaliptos. No entanto, são bastante superiores aos obtidos por Almeida e Soares (2003), em bacias com floresta nativa *Ombrofila Densa* e com eucalipto, localizadas no Estado do Espírito Santo. No monitoramento realizado ao longo de um ano, o módulo de escoamento calculado foi de 2,1%.

Na Tabela 4 são apresentados os volumes escoados superficialmente determinados através da separação dos escoamentos nos hidrogramas de cheias. Também são apresentados os coeficientes de escoamento superficial, os quais foram determinados com os volumes escoados em relação à precipitação total na etapa considerada. Os módulos de escoamento variaram entre 14,1 e 53,8% da altura total de precipitação, enquanto os coeficientes de escoamento superficial variaram entre 0,009 e 0,079. Isso mostra que o coeficiente de escoamento superficial produzido em bacias florestadas é baixo. Buttle e Turcotte (1999) encontram valores médios dos coeficientes de escoamento na camada superficial do solo entre 0,0002 e 0,0009. Gomi et al. (2010) mostram que em bacia florestada, com sub-bosque, cerca de 1 a 2% da área contribui com o escoamento superficial.

Observa-se que o escoamento superficial na bacia 3 foi superior àqueles determinados nas bacias 1 e 2. Além disto, os coeficientes de escoamento superficial na etapa 1 nas bacias 1 e 2 foram da mesma ordem de grandeza. No entanto, na etapa 2, o coeficiente de escoamento superficial apresentou redução, enquanto na bacia 1, ele se manteve com o mesmo valor. As diferenças entre os coeficientes de escoamento superficial nas duas bacias com florestas de *Pinus taeda L.* pode ter sido o resultado do corte

raso, como foi obtido por Vital et al. (1999) e demonstrado em outras bacias experimentais (Bosch e Hewlett, 1982; Sun e Li, 2005).

Uma análise geral do comportamento das três bacias é observada nas curvas de permanência, apresentadas nas figuras 3 e 4. Observa-se que na etapa 1, a curva de permanência da bacia 3 é superior àquelas das bacias 1 e 2. As vazões mínimas com frequência de 90%, identificada como $Q_{90\%}$, foram iguais a 0,00342 L/s/ha na bacia 1 e 0,00447 L/s/ha na bacia 3. As vazões mínimas são geradas pelos escoamentos subterrâneos provenientes do armazenamento de água no lençol freático. Durante a ocorrência da precipitação, uma parte maior da água é infiltrada, reduzindo-se o escoamento superficial. Na bacia 1, uma parcela de menor altura de água precipitada é infiltrada, permanecendo uma quantidade maior para a geração do escoamento superficial.

Na etapa 2, a diferença entre as curvas de permanência das bacias 1 e 2 é mais acentuada. Para vazões com permanência superior a 30%, a bacia 1 apresenta valores superiores àqueles medidos na bacia 3. Na bacia 1, a vazão média nas frequências de 30 a 100% é de 0,084 L/s/ha e na bacia 3 é de 0,042 L/s/ha. Abaixo desta frequência, as vazões da bacia 3 são superiores àquelas da bacia 1, da mesma forma como foi observado na etapa 1. Nas frequências mais elevadas são encontradas as vazões mínimas. Isto significa que, nesta condição, a evapotranspiração é maior na bacia 3 do que na bacia 1. A redução da evapotranspiração na bacia 1 pode ser debitada ao corte raso, que apresenta seu efeito na etapa 2. Oki (2002), estudando duas bacias experimentais no Paraná, obteve uma redução da evapotranspiração após corte do *Pinus taeda L.* Antes do corte, a evapotranspiração representava 91% da

precipitação anual. Um ano após o corte a evapotranspiração passou a representar cerca de 77% da precipitação total anual.

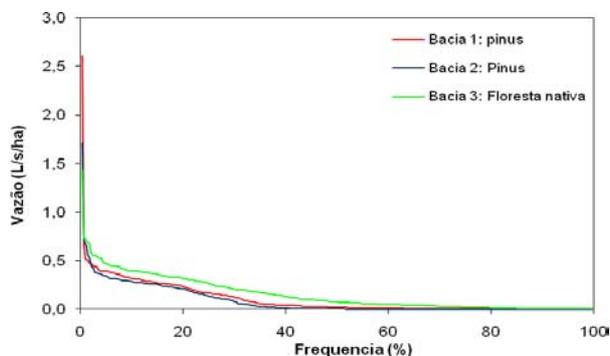


Figura 3 - Curvas de permanência na etapa 1 nas bacias 1, 2 e 3.

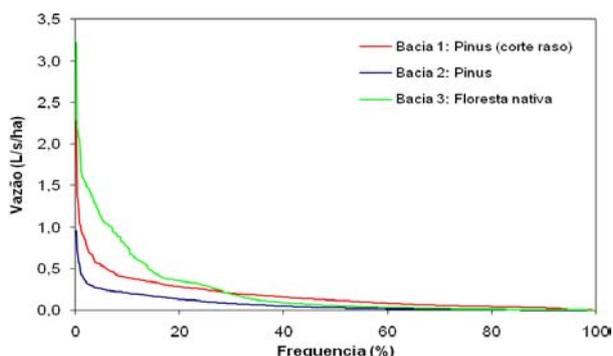


Figura 4 - Curvas de permanência da etapa 2 nas bacias 1, 2 e 3.

Vale ressaltar que a floresta nativa Ombrófila Mista apresentou maior capacidade produtiva de água tanto em condições de estiagem quanto em cheias. Isto fica evidente tanto na etapa 1 quanto na 2, ao se compararem as curvas de permanência da bacia 3 com as da bacia 2.

CONCLUSÕES

A análise das séries de vazões medidas em bacias com *Pinus taeda* L. e Floresta Ombrófila Mista, submetidas a duas condições de manejo na floresta implantada, conclui-se que as vazões na bacia com

floresta nativa são superiores aquelas da floresta manejada. Na bacia com floresta nativa a vazão com frequência de 50% foi cerca de 2,5 vezes superior àquelas das bacias com floresta de *Pinus taeda* L.. O corte raso ocasionou o aumento das vazões escoadas, principalmente naquelas com alta frequência de ocorrência. Na bacia 1, onde foi realizado o corte raso, a vazão com frequência de 80% passou de 0,168 para 1,382 L/s.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos á empresa Juliana Florestal Ltda pelo financiamento para a implantação dos dispositivos experimentais e a aquisição dos limnigrafos e, à EPAGRI - Estação Experimental de Caçador, pelo fornecimento dos dados climatológicos.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, A.C.; SOARES, V.J., Comparação entre uso de água em plantações de *Eucalyptus grandis* e floresta ombrófila densa (mata atlântica) na costa leste do Brasil. R. Árvore, Viçosa-MG, v.27, n.2, p.159-170, 2003.
- AVANZI, J. C.; SILVA, M.L.N.; CURTI, N.; MELLO, C.R.; FONSECA, S. Calibração e aplicação do modelo MUSLE em uma microbacia hidrográfica nos Tabuleiros Costeiros brasileiros. Rev. bras. eng. agríc. ambient. v.12, n.6, p.563-569, 2008.
- BAÚ, N., KREUZ, C., Análise da Rentabilidade de *Pinus spp* na Região de Caçador-SC, Revista Agropecuária Catarinense, EPAGRI, Florianópolis, SC, 2001.
- BOSCH, J.M.; HEWLETT, J.D. A review of catchment experiments to determine the effect of vegetation changes on water yield and evapotranspiration. Journal of Hydrology, v. 55, n. 1-4, p. 3-23, 1982.
- BROWN, A.E.; ZHANG, L.; MCMAHON, T.A.; WESTERN, A.W.; ROBERT, A.V. A review of paired catchment studies for determining changes in water yield resulting from alterations in vegetation. Journal of Hydrology, v.310, n.1-4, p. 28-61, 2005.
- BUTTLE, J. M.; TURCOTTE, D. S. Runoff Processes on a Forested Slope on the Canadian Shield. Nordic Hydrology, v.30, p.1-20, 1999.
- CRUZ, J.C.; TUCCI, C.E.M. Estimativa da disponibilidade hídrica através da curva de permanência. RBRH, v.13, n.1, p.111-124, 2008.

- EMBRAPA. Solos do Estado de Santa Catarina. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento, n. 46, 2004, 745 p.
- FERNANDEZ, M. F., ARAUJO, R., ITO, A. E. Manual de Hidráulica, 8ª Ed., Ed Edgard Blücher, São Paulo, SP, 1998.
- FORTI, M.C.; BOUROTTE, C.; CICCIO, V.; ARCOVA, F.C.S.; RANZINI, M. Fluxes of solute in two catchments with contrasting deposition loads in Atlantic Forest (Serra do Mar/SP-Brazil). *Applied Geochemistry*, v.22, n.6, p.1149-1156, 2007.
- GOMI, T.; ASANO, Y.; UCHIDA, T.; ONDA, Y.; SIDLE, R. C.; MIYATA, S.; KOSUGI, K.; MIZUGAKI, S.; FUKUYAMA, T.; FUKUSHIMA, T. Evaluation of storm runoff pathways in steep nested catchments draining a Japanese cypress forest in central Japan: a geochemical approach. *Hydrological Processes*. v. 24, n. 5, p.550-566, 2010.
- HOMBECK J.W., ADAMS M.B., CORBETT E.S., VERRY E.S. LYNCH J.A. Long-term impacts of forest treatments on water yield: a summary for northeastern USA. *Journal of Hydrology*, v.150, n.2-4, p. 323-344, 1993.
- ILSTEDT, U.; MALMER, A.; VERBEETEN, E.; MURDIYARSO, D. The effect of afforestation on water infiltration in the tropics: A systematic review and meta-analysis. *Forest Ecology and Management*, v.251, p.45-51, 2007.
- KURASZ, G. FASOLO, P. J.; POTTER, R. O.; DLUGOSZ, F. L.; GEBAUER, E.; ROSOT, M. A. D.; OLIVEIRA, Y. M. M. Levantamento semidetalhado de solos para atualização de legenda na Reserva Florestal Embrapa/ Epagri de Caçador- SC. In.: III Evento de Iniciação Científica da Embrapa Florestas, Colombo, PR, 2004.
- LITTLE, C.; LARA, A.; MCPHEE, J.; URRUTIA, R. Revealing the impact of forest exotic plantations on water yield in large scale watersheds in South-Central Chile. *Journal of Hydrology*, v. 374, n.1-2, p.162-170, 2009.
- OKI, V. K., Impactos da colheita de *Pinus taeda* sobre o balanço hídrico, a qualidade da água e a ciclagem de nutrientes em microbacias. Piracicaba, SP, 2002 – Dissertação (Mestrado em Ciências Florestais) – Escola Superior de Agricultura Luiz Queiroz- ESALQ.
- PIRES, L.S.; SILVA, M.L.N.; CURTI, N.; LEITE, F.P.; BRITO, L.F. Erosão hídrica pós-plantio em florestas de eucalipto na região centro-leste de Minas Gerais. *Pesquisa Agropecuária Brasileira*, Brasília, v.41, n.4, p.687-695, 2006.
- RANZINI, M.: LIMA, W.P. Comportamento hidrológico, balanço de nutrientes e perdas de solo em duas microbacias reforestadas com *Eucalyptus*, no Vale do Paraíba, SP. *Scientia Forestalis*, Piracicaba, SP, n.61, p. 144-159, 2002.
- ROSA, A.S. Estudo do efeito do corte raso em florestas de pinus e comparativos com floresta nativa, sobre o escoamento da água, na região de Caçador-SC. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Fundação Universidade Regional de Blumenau.
- SILVA, D.M.L.; OMETTO, J.P.H.B.; LOBO, G.A.; LIMA, W.P., SCARANELLO, M.A.; MAZZIS, E.; ROCHA, H.R. Can land use changes alter carbon, nitrogen and major ion transport in subtropical Brazilian streams? *Sci. Agric.*, v.64, n.4, p.317-324, 2007
- SUN, N.; LI, X. A Summary of the effects of afforestation and deforestation on annual water yields. in *Proceedings Geoscience and Remote Sensing Symposium*, v.4, p.2266- 2269, 2005.
- TUCCI, C. E. M. Escoamento superficial, in Tucci, C.E.M. (org.) *Hidrologia: ciência e aplicação* 3º ed. Porto Alegre, RS: Editora da UFRGS/ABRH. p.391-441, 2004
- VITAL, A. R. T., LIMA, W. P., CAMARGO, F. R. A. Efeitos do corte raso de plantação de *Eucalyptus* sobre o balanço hídrico, a qualidade da água e as perdas de solo e nutrientes em uma microbacia no Vale do Paraíba, SP, *Scientia Forestales*, Piracicaba, SP, n.55, 1999.

Hydrologic Behavior in Basins With Native and Planted Forests in the Municipality of Caçador, SC

ABSTRACT

Forestry activity has been developed in the Caçador region, Santa Catarina State, since the arrival of the first settlers. Forest and reforestation activities, mainly with the Pinus genera make forestry one of the leading regional economic activities. This research study aims at evaluating the outflows in basins with native and planted forests and the clear-cut effects on river flow in the managed forest. Three forested watersheds were analyzed; two of them with Pinus taeda L. and the other with mixed Ombrophila mixed. In each basin the flow was measured in a mixed spillway in which the water depth was monitored at five-minute intervals. The characteristic flows were determined and stream flow was designed for two periods, classified as before and after clear-cut. It was observed that there was more flow in basins with native forest than in managed forests and that clear-cutting may contribute to increased overflows, especially in those with a high frequency of occurrence.

Key-words: *Hydrology in forests, forest management, surface streamflow.*

Hidrogeoquímica do Arsênio e de Outros Constituintes Inorgânicos Presentes nas Águas Subterrâneas da Cidade de Ouro Preto-MG

José Augusto Costa Gonçalves
Universidade Federal do Espírito Santo
augusto@cca.ufes.br

Jorge Carvalho de Lena, Hermínio Arias Nalini Júnior, José Fernando de Paiva
Universidade Federal de Ouro Preto
jorge.delena@degeo.ufop.br, nalini@degeo.ufop.br, ferpa@iceb.ufop.br

Janice Cardoso Pereira
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais
janicecardosopereira@gmail.com

Recebido: 19/11/09 - revisado: 16/09/10 - aceito: 14/12/10

RESUMO

Águas com concentrações de As (arsênio) acima dos limites estabelecidos pelos órgãos de controle ambiental são consideradas perigosas para a saúde humana. O As é um elemento tóxico e carcinogênico. A fácies hidroquímica das águas subterrâneas estudadas é o resultado da interação entre diferentes fases presentes na solução, especificamente das relações iônicas que se estabelecem entre a fase sólida e a água. A baixa mineralização da água é resultado das condições climáticas, constituição das rochas, relevo e processos intempéricos dominantes. Os tipos e as quantidades dos componentes solubilizados nas águas estão diretamente ligados ao tempo de residência das mesmas nos aquíferos. Dentre os principais cátions a predominância é $\text{Na}^+ > \text{Ca}^{2+} > \text{K}^+ > \text{Mg}^{2+}$. Para os ânions, a grande predominância do $\text{HCO}_3^- >> \text{Cl}^- > \text{SO}_4^{2-} > \text{NO}_3^-$ estabelece para as águas um caráter bicarbonatado que é decorrente do sistema $\text{CO}_2 - \text{H}_2\text{O}$, determinado principalmente pela circulação das águas próximas da área de recarga e da superfície do terreno. A evolução das concentrações de As, ao longo do ano, reside nas reações hidrogeoquímicas controladas pelo potencial redox $Eh - pH$. O pH das amostras analisadas apresentaram valores entre 5,93 e 7,92, com um valor médio de 6,72. Para o Eh foram encontrados valores entre 335 e 532 mV e um valor médio de 427. No diagrama $Eh - pH$, em condições de equilíbrio químico, verificou-se que as espécies de As presentes são controladas pelas condições de $Eh - pH$. As espécies As^{5+} de oxianions (H_2AsO_4^- e HASO_4^{2-}) são predominantes. O diagrama mostra que as águas analisadas são de ambientes próximos do contato com a atmosfera, e que são de origem pluvial, de circulação mais próxima da superfície topográfica e que se acumulam de forma geralmente descontínua ao longo dos fissuramentos das rochas. Os principais fatores de liberação, mobilização e evolução do As para as águas subterrâneas são específicos e peculiares à área de estudo, tais como os condicionantes hidrológicos, geoquímicos, hidrogeológicos e topográficos. Após o período da seca, os processos oxidantes atuantes na superfície e subsuperfície das rochas deixam sobre as coberturas detríticas intemperizadas e nas rochas mineralizadas de corpos de minérios sulfetados, alvéolos ou camadas superficiais de minerais secundários de As, representados principalmente pela scorodita. Esses minerais são encontrados sobre minerais autigênicos em afloramentos e nas paredes das minas abandonadas, representados principalmente, pela arsenopirita, pirita, pirrotita e que são observadas em toda área de estudo. Com o início das chuvas, os fluxos de água superficial e subterrânea, potencializados pelo forte gradiente hidráulico do relevo, solubilizam e lixiviam os compostos presentes sobre e entre os minerais das rochas e as partículas do solo.

Palavras-chave: arsênio, água subterrânea, hidrogeoquímica

INTRODUÇÃO

O As (arsênio) é um elemento muito comum na atmosfera, litosfera, hidrosfera e biosfera. A mobilização do As no meio ambiente se dá através

da combinação de eventos que incluem processos naturais como a meteorização das rochas, emissões vulcânicas e atividades biológicas, bem como processos antropogênicos, uso de pesticidas e herbicidas, combustíveis fósseis, atividades de mineração.

O As é encontrado na constituição de uma longa lista de minerais, em que os sulfetos, arsenetos e sulfoarsenetos são os mais comuns.

O As é um elemento extremamente tóxico para o organismo humano. A exposição a altas concentrações pode causar efeitos agudos e chegar a ser letal. De todo modo, mesmo a exposição a baixas concentrações durante longos períodos de tempo (como por exemplo, pela ingestão de água), podem ter efeitos negativos crônicos para a saúde humana.

A via mais comum de exposição humana ao As é o consumo de água contaminada, inalação de gases e ingestão de pó, ocasionando efeitos tóxicos subagudos, agudos até crônicos, podendo envolver os sistemas respiratório, cardiovascular e nervoso (WHO, 1981; USEPA, 2000). As principais patologias provocadas pela intoxicação aguda e crônica de As são problemas no metabolismo, tumores cutâneos, úlceras, gastrites, diarreias, arritmias cardíacas, câncer do pâncreas e pulmão, maior frequência de abortos espontâneos, fetos com baixo peso, dores de cabeça, confusão mental e anemias (Hutton, 1987; Morton & Dunnette, 1994; Chen & Lin, 1994; USEPA, 2000; WHO, 2001; De Capitani et al., 2005; Pereira et al., 2010).

A toxidez do arsênio depende das espécies químicas presentes. A ordem decrescente de toxicidade dos compostos de As é: compostos de As^{3+} inorgânico > compostos de As^{5+} inorgânico > compostos de As^{3+} orgânico > compostos de As^{5+} orgânico (Anderson et al., 1986; Burguera et al., 1997; USEPA, 2000). O As^{3+} (arsenito) é cerca de 60 vezes mais tóxico do que a forma oxidada pentavalente As^{5+} (arsenato) (Marbuchi et al., 1979).

Até a poucos anos, o As não estava entre os constituintes que são rotineiramente analisados nas águas de consumo, porque as informações sobre a sua distribuição não eram bem conhecidas como as de outros constituintes. Por isso a presença do As nas águas superficiais e subterrâneas, utilizadas para o consumo humano, constitui uma grande ameaça para a saúde. Este fato levou organismos como a Organização Mundial de Saúde (OMS), a União Européia, a Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA) a estabelecerem a redução do limite dos teores de As nas águas utilizadas para consumo de 50 a 10 $\mu\text{g/L}$ (WHO, 1993). No Brasil segundo a Portaria 1.469 da FUNASA de dezembro de 2000, também os limites para As nas águas fornecidas para população é de 10 $\mu\text{g/L}$.

A presença natural de arsênio em concentrações anômalas, com valores acima dos limites recomendados para consumo humano pela OMS,

vem sendo encontradas em águas subterrâneas em diversas localidades ao redor do mundo. Inúmeros estudos vêm sendo realizados buscando a caracterização e compreensão dos processos hidrogeoquímicos destas anomalias, de modo permitir, que medidas preventivas sejam tomadas, reduzindo os riscos de exposição das populações que fazem uso desses recursos hídricos (Sracek et al., 2005; Vivona et al., 2007; Angelone et al., 2009; Wang et al., 2009; Gastmans et al., 2010).

Águas utilizadas para consumo humano com concentrações de As acima dos limites estabelecidos pelos órgãos de controle ambiental são consideradas perigosas para a saúde humana (Hopenhayn – Rich et al., 1996; National Research Council, 1999). As maiores concentrações de As são encontradas nas águas subterrâneas, cujo enriquecimento é decorrente dos ambientes de circulação das mesmas (Smedley e Kinnburg, 2002). Nessas águas as altas concentrações de As não seguem um comportamento “padrão”, aparecendo em aquíferos com condições oxidantes e pH alto, aquíferos em condições redutoras, aquíferos com circulação geotermal, aquíferos afetados por processos ligados a atividades de minerações ou relacionadas com depósitos minerais, e por fim, aquíferos ligados a outros processos antropogênicos (atividades industriais, assentamentos urbanos, atividades agropecuárias, etc).

Problemas de saúde causados pelo consumo de água subterrânea contaminada por As provenientes de poços e fontes são reconhecidos atualmente em muitos países do mundo, e têm sido relatados nos Estados Unidos (Robertson, 1989; Fuji & Swain, 1995; Welch & Lico, 1998), México (Del Razo et al., 1990), Argentina (Nicolli et al., 1989), Chile (Cáceres et al., 1992), Mongólia (Smedley et al., 2001), Índia (Acharyya et al., 2000) e Bangladesh (Bhattacharya et al., 1997; Nickson et al., 2000; McArthur et al., 2001).

No Brasil, especificamente na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, estudos anteriores em sítios contaminados por arsênio e outros metais pesados foram realizados (Pimentel, 2001; Costa, 2007; Figueiredo et al., 2007; Gonçalves et al., 2005; Basílio et al., 2005; Veado et al., 2006).

CONTEXTO HIDROGEOLÓGICO

A cidade de Ouro Preto está assentada geologicamente sobre um conjunto de rochas metasse-

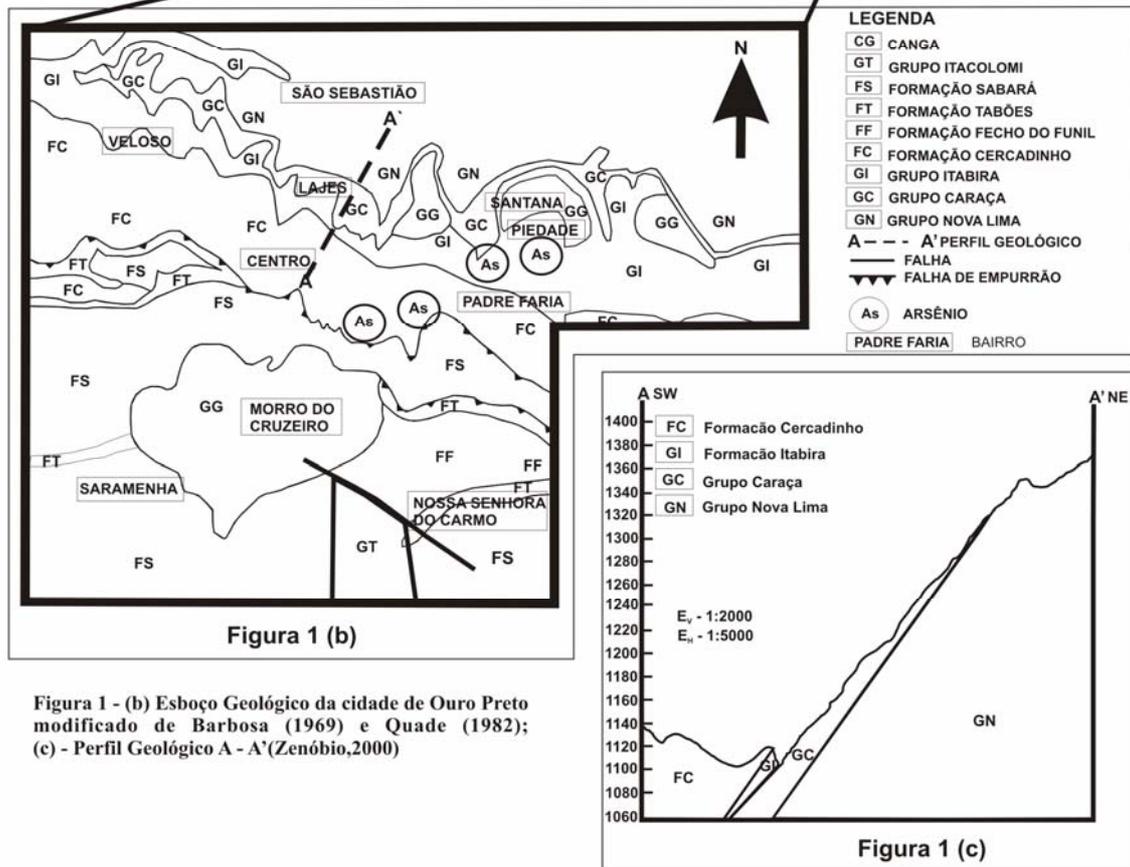
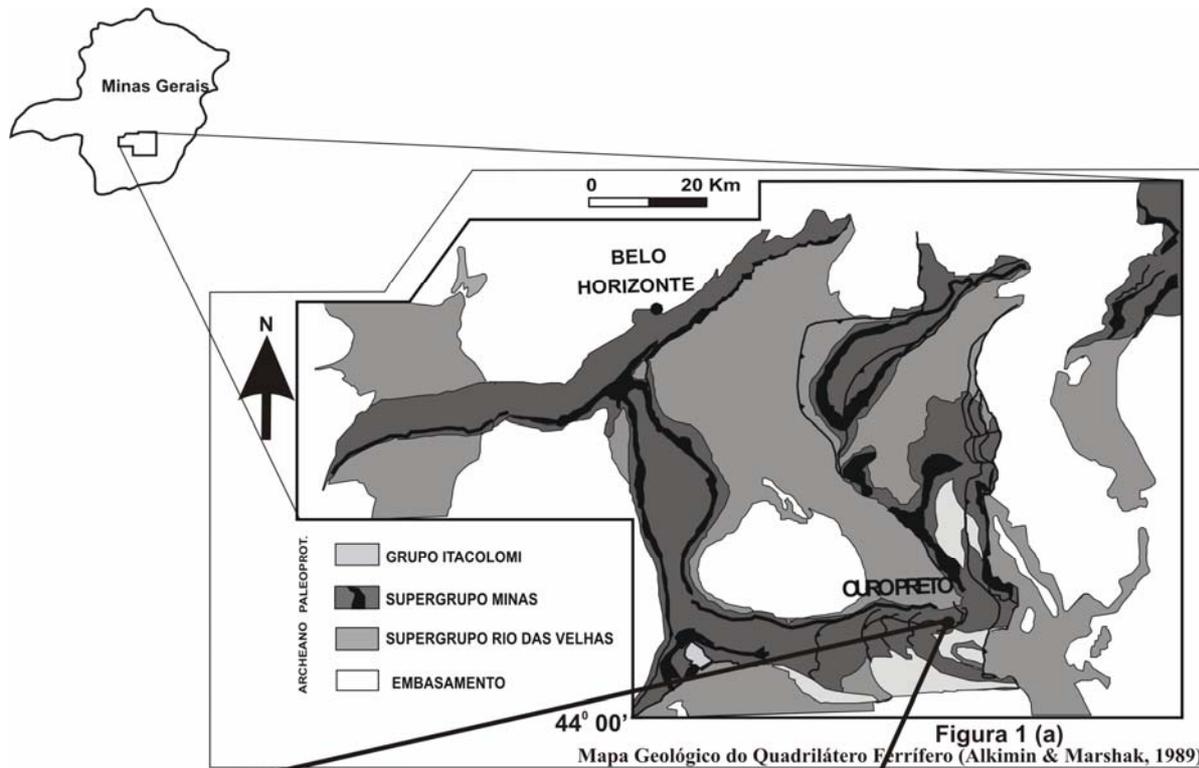


Figura 1 - (b) Esboço Geológico da cidade de Ouro Preto modificado de Barbosa (1969) e Quade (1982); (c) - Perfil Geológico A - A' (Zenóbio, 2000)

Tabela 1 – Sistemas aquíferos, litologias predominantes e unidades geológicas associadas (Modificado de IGA, 1995).

Sistemas Aquíferos	Litologia Predominante e Unidades Geológicas
Meio Granular	
Aquíferos em Manto de alteração e Coberturas detríticas indiferenciadas	Saprólitos, colúvios, areias finas, capas lateríticas e de canga.
Meio Granular – Fissurado	
Aquífero Itabirítico	Itabirito e itabirito dolomítico da Formação Cauê / Filito dolomítico e formações ferríferas dolomíticas da Formação Gandarela
Meio Fissurado	
Aquífero Xistoso	Xisto, clorita-filito e xisto, quartzo-clorita e quartzo-clorita-sericita xisto do Grupo Nova Lima / Filito dolomítico, filito e siltito da Formação Fecho do Funil / Mica e clorita-xisto, quartzito da Formação Sabará
Aquífero Quartzítico	Quartzito, quartzito ferruginoso, filito da Formação Cercadinho / Quartzito conglomerático do Grupo Itacolomi

dimentares e metavulcânicas pertencentes aos Supergrupos Minas e Rio das Velhas, mostradas no âmbito regional na Figura 1a e localmente na Figura 1b.

Localmente, na área estudada, as unidades estratigráficas encontradas são: Grupo Nova Lima, Formação Moeda, Formação Batatal, Formação Cauê e Formação Gandarela, representadas respectivamente por rochas metapelíticas sericíticas, quartzíticas, metapelíticas carbonosas, ferríferas bandadas e carbonáticas dolomíticas.

Por toda a área, estas unidades se apresentam como camadas contínuas, variando lateral e verticalmente (Cavalcanti, 1999).

Estes litotipos possibilitam, em um primeiro momento, a identificação da predominante presença de aquíferos do meio fissural. O alto grau de compactação e foliação dessas rochas as tornam de baixa permeabilidade primária, caracterizando-se pela ausência ou presença muito reduzida de espaços vazios na rocha. Nesse sistema aquífero, a água se encontra em espaços representados por fissuras ou fraturas, juntas ou ainda falhas.

Contudo, algumas litologias apresentam boa porosidade, podendo funcionar como aquíferos granulares ou granular-fissural, em decorrência da grande densidade de superfícies de fraturas, aliadas à ação dos processos de intemperismo e lixiviação das rochas. Apesar disso, esses aquíferos ainda mantêm a heterogeneidade e anisotropia como caracte-

rísticas fundamentais dos meios fissurais (IGA, 1995).

Os sistemas aquíferos foram agrupados e individualizados, considerando o ambiente geológico e o caráter litológico predominante, sendo identificados: os aquíferos granulares, caracterizados por mantos de alteração e coberturas detríticas indiferenciadas; os aquíferos granulares-fissurados, constituídos por rochas itabiríticas; e um aquífero fissural, representado por rochas xistosas e quartzíticas, conforme Tabela 1.

MATERIAIS E MÉTODOS

A caracterização hidroquímica das águas subterrâneas baseou-se nas análises de 24 amostras. As amostras de águas subterrâneas analisadas foram coletadas em 17 pontos de captação (nascentes e minas de ouro abandonadas) de águas utilizadas pela população da cidade de Ouro Preto, conforme Tabela 2.

Quatro pontos (P14 a P17) mereceram estudo aprofundado com acompanhamento bimestral ao longo de um ano.

Tabela 2 - Localização dos Pontos de Amostragem na cidade de Ouro Preto-MG(P.A.)

Ponto de Amostragem	Local/Endereço	Tipo de Captação	As detectado ?
P.A.01	Rua Tomé Vasconcelos – 438 / Bairro São Cristóvão	Antiga mina de ouro	Não
P.A.02	Travessa Sargento Francisco Lopes-1	Nascente	Não
P.A.03	Travessa Sargento Francisco Lopes-2	Antiga Mina de Ouro	Não
P.A.04	Jardim Botânico	Superficial	Não
P.A.05	Água Limpa – Caixa 4 (Quadra de Futebol)	Nascente	Não
P.A.06	Água Limpa – Caixa 5 (Banheira)	Nascente	Não
P.A.07	Nossa Senhora do Carmo	Superficial	Não
P.A.08	Saramenha de Cima	Superficial	Não
P.A.09	Morro São Sebastião	Poço Tubular	Não
P.A.10	Estação de Tratamento do Itacolomi	Superficial	Não
P.A.11	Biquinha – Rua 13 de Maio (Frente ao número 160)	Antiga Mina de Ouro	Não
P.A.12	Mina do Bem Querer	Antiga Mina de Ouro	Não
P.A.13	Morro São João	Poço Tubular	Não
P.A.14	Mina do Chiquinho	Poço Tubular	Sim
P.A.15	Chafariz – Rua do Barão-30 (Vicentão)	Nascente	Sim
P.A.16	Piedade	Antiga Mina de Ouro	Sim
P.A.17	Biquinha da rua Santa Rita (Mina Velha)	Antiga Mina de Ouro	Sim

Em cada ponto de coleta de água foram medidos *in situ* a temperatura, a condutividade elétrica, o pH e o Eh. As amostras de água em réplica foram coletadas e filtradas através de uma membrana de acetato de celulose de 0,45 μm , aciduladas com 0,2% de HNO_3 P.A., mantidas sob refrigeração a 4°C, para análise de cátions por ICP-OES (Espectrometria de Emissão com Plasma Indutivamente Acoplado). A amostra não filtrada, de 500 mL foi utilizada para determinação da alcalinidade do bicarbonato por titulação, usando ácido sulfúrico (0,16 N) e indicador verde de bromocresol. Outras duas amostras de água não filtrada, aciduladas com 0,2% de HCl, foram coletadas para especiação de As e analisadas imediatamente após a coleta. O tempo entre a coleta das amostras e análise de especiação de As, foi de no máximo 6 horas, dentro das recomendações para este procedimento (Borba, 2002).

O método de análise de especiação de As utilizado foi voltametria de onda quadrada. Os experimentos voltamétricos foram realizados em um polarógrafo Metrohm, modelo 757 VA Computrace, dotado de um eletrodo de trabalho de gota pendente de mercúrio, um eletrodo de referência Ag/AgCl/KCl 3 mol.L⁻¹ e um eletrodo auxiliar de platina.

Os reagentes utilizados foram todos de pureza P.A. e a água utilizada foi ultrapurificada, tendo condutividade da ordem de 0,05 μS . As soluções-

padrão, de 5 a 500 $\mu\text{g.L}^{-1}$ em As^{+3} e de 2,5 a 150 $\mu\text{g.L}^{-1}$ em As^{+5} , foram obtidas a partir de soluções estoque contendo 1000 mg.L⁻¹ da respectiva espécie. O meio suporte constituiu-se de HCl 1 mol.L⁻¹ e 45 mg.L⁻¹ de Cu^{+2} para o As^{+3} ou 400 mg.L⁻¹ de Cu^{+2} para o As^{+5} . Como o As^{+5} não é polarograficamente ativo, antes de cada medida, sendo previamente reduzido a As^{+3} adicionando-se 500 μL de solução 0,032 mol.L⁻¹ de tiosulfato de sódio a 25 mL de solução-padrão ou de amostra natural, conforme Ferreira & Barros (2002). A temperatura ambiente foi mantida em cerca de 22°C.

Cada medida foi realizada em triplicata, tendo sido utilizadas varreduras de potencial de – 0,50 a –0,90 volts, com pulsos de onda quadrada. Antes de cada varredura efetuou-se a deposição superficial de um composto de arsênio, que efetivamente é a espécie eletroativa, conforme descrição de Li & Smart (1996). Esta etapa teve duração de 3 minutos, e foi realizada sob agitação do meio. Após cada etapa de deposição ocorreu um período de tempo de repouso (tempo de equilíbrio), e a varredura de potencial foi então realizada sem a agitação do meio. As condições instrumentais para as análises das espécies inorgânicas de As são resumidas na Tabela 3.

As análises de águas apresentaram erros analíticos inferiores a 6% no balanço iônico, obtido pela diferença entre ânions e cátions expressos em

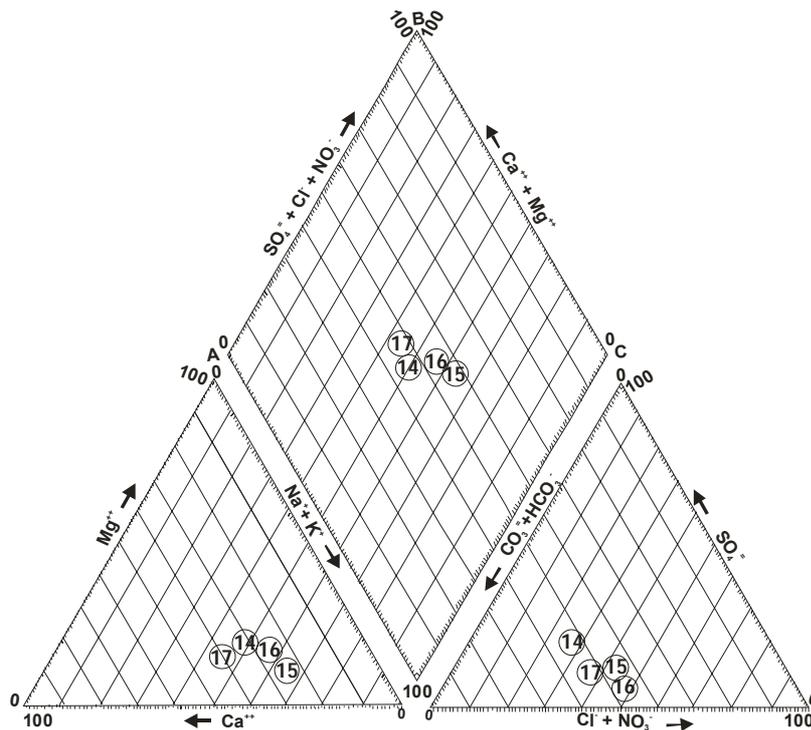


Figura 2 – Classificação da qualidade química das águas utilizando o Diagrama de Piper.

miliequivalentes/L. A interpretação das classes geoquímicas foi realizada com base no diagrama de Piper (Hem, 1985).

Tabela 3 – Condições instrumentais para análise das espécies inorgânicas de As

Parâmetro	As ⁺³	As ⁺⁵
Potencial de deposição	-0,4	-0,4
Tempo de equilíbrio	15 s	8 s
Frequência	90 Hz	90 Hz
Salto de potencial	0,002 volts	0,002 volts
Amplitude de salto	0,04 volts	0,04 volts
Velocidade de agitação	1800 rpm	1200 rpm
Tamanho da gota de Hg	0,50 mm ²	0,30 mm ²
Tempo de purga	10 minutos	10 minutos

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 4 apresenta os resultados das análises químicas enquanto a Tabela 5 apresenta a distribuição estatística dos pontos analisados. Em sua grande maioria, as águas são levemente ácidas (pH médio de 6,73) e pouco mineralizadas (CE média de

73,78 $\mu\text{S}\cdot\text{cm}^{-1}$) e STD médio de 48,97 $\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$). Para os sólidos totais dissolvidos, os valores máximos e mínimos (em $\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$) apresentaram baixas variações dentro de cada ponto estudado, P14 (14,22 – 17,39), P15 (48,23 – 54,21), P16 (41,47 – 49,22) e P17 (80,90 – 90,74).

Esse fato mostra que as águas analisadas circulam muito próximas da área de recarga e da superfície do terreno, pois os tipos e as quantidades dos componentes dissolvidos estão diretamente ligados ao tempo de residência das águas nos aquíferos.

De maneira geral, os principais íons não apresentam valores excessivamente altos. Entre os principais ânions, a predominância é representada por $\text{HCO}_3^- \gg \text{Cl}^- > \text{SO}_4^{2-} > \text{NO}_3^-$. Esse caráter bicarbonatado é decorrente do sistema $\text{CO}_2 - \text{H}_2\text{O}$ estabelecido, principalmente nas áreas próximas à recarga (Hem, 1985). Para os cátions predominantes tem-se a seguinte ordem de concentração: $\text{Na}^+ > \text{Ca}^{2+} > \text{K}^+ > \text{Mg}^{2+}$.

A fácies hidroquímica é o resultado das relações iônicas que se estabelecem entre a fase sólida e a água.

As águas pesquisadas dos pontos 14 e 17 apresentaram fácies bicarbonatadas cálcico-magnesianas, que são oriundas de quartzitos, xistos/filitos,

Tabela 4 - Composição química das águas subterrâneas dos Pontos de Amostragem 14 a 17.

P14	Mina do Chiquinho			Tipo de Captação: Antiga Mina de Ouro											
	pH	Tem p °C	STD	CE $\mu\text{S.cm}^{-1}$	Eh mV	As ⁺³ $\mu\text{g.L}^{-1}$	As ⁺⁵ $\mu\text{g.L}^{-1}$	Na mg.L^{-1}	Mg mg.L	Al mg.L^{-1}	K mg.L^{-1}	Ca mg. L ⁻¹	Mn mg.L^{-1}	Fe mg.L^{-1}	Ba mg.L^{-1}
A.1	7,43	19,7	14,12	21,38	0,397	< 5	27,0	1,06	0,26	< L.Q.	0,94	1,35	58,80	< L.Q.	7,87
A.2	6,62	19,0	16,38	25,15	0,433	< 5	14,8	1,80	0,40	< L.Q.	1,03	1,35	127,90	< L.Q.	6,27
A.3	6,57	17,5	17,39	25,99	0,488	< 5	< 5	1,78	0,50	< L.Q.	1,03	1,23	124,40	< L.Q.	5,96
A.4	6,37	18,3	16,63	25,90	0,398	< 5	< 5	1,58	0,49	< L.Q.	1,00	1,20	53,10	< L.Q.	26,87
A.5	6,30	20,0	16,50	25,35	0,383	< 5	< 5	1,61	0,48	< L.Q.	1,04	1,22	7,58	< L.Q.	14,13
A.6	6,59	20,6	15,13	22,63	0,387	< 5	< 5	1,68	0,44	< L.Q.	0,88	1,23	18,05	< L.Q.	4,75
P15	Chafariz – Rua do Barão-30 (Vicentão)			Tipo de Captação: Nascente											
	pH	Temp °C	STD	CE $\mu\text{S.cm}^{-1}$	Eh mV	As ⁺³ $\mu\text{g.L}^{-1}$	As ⁺⁵ $\mu\text{g.L}^{-1}$	Na mg.L^{-1}	Mg mg.L^{-1}	Al mg.L^{-1}	K mg.L^{-1}	Ca mg.L^{-1}	Mn mg.L^{-1}	Fe mg.L^{-1}	Ba mg.L^{-1}
A.1	7,16	19,6	54,21	80,85	0,399	< 5	71,0	7,15	1,12	< L.Q.	2,80	4,28	10,34	< L.Q.	9,03
A.2	6,24	19,4	48,24	73,33	0,497	< 5	62,9	7,32	1,02	< L.Q.	2,62	2,97	15,51	< L.Q.	7,42
A.3	6,28	18,6	48,23	71,49	0,469	< 5	48,0	7,00	1,10	1,76	2,53	2,45	14,95	4,33	7,59
A.4	6,67	18,2	49,03	75,45	0,335	< 5	25,0	6,90	1,08	< L.Q.	2,60	2,43	15,04	< L.Q.	39,61
A.5	7,92	19,5	49,25	74,65	0,412	< 5	25,0	7,14	1,02	3,13	2,64	2,46	15,38	5,05	28,50
A.6	7,31	20,7	49,95	73,90	0,365	< 5	26,5	1,26	0,44	38,20	0,35	1,22	9,49	12,30	4,72
P16	Piedade			Tipo de Captação: Antiga Mina de Ouro											
	pH	Temp °C	STD	CE $\mu\text{S.cm}^{-1}$	Eh mV	As ⁺³ $\mu\text{g.L}^{-1}$	As ⁺⁵ $\mu\text{g.L}^{-1}$	Na mg.L^{-1}	Mg mg.L^{-1}	Al mg.L^{-1}	K mg.L^{-1}	Ca mg.L^{-1}	Mn mg.L^{-1}	Fe mg.L^{-1}	Ba mg.L^{-1}
A.1	7,21	18,7	46,70	69,50	0,420	< 5	29,0	5,65	0,93	3,35	2,30	3,63	29,60	< L.Q.	13,61
A.2	6,65	18,6	48,43	73,55	0,488	< 5	22,8	6,70	1,00	7,97	3,17	3,38	31,54	< L.Q.	12,95
A.3	6,61	18,4	47,15	69,83	0,517	< 5	< 5	6,23	1,07	5,83	2,92	2,75	32,38	< L.Q.	12,13
A.4	6,55	18,1	49,22	75,75	0,414	< 5	< 5	5,65	1,04	< L.Q.	2,78	2,73	27,19	< L.Q.	25,25
A.5	6,53	19,0	42,87	64,88	0,400	< 5	15,2	5,46	0,99	3,83	2,72	2,73	31,63	< L.Q.	22,16
A.6	6,73	20,4	41,47	61,13	0,408	< 5	9,0	6,60	1,12	4,49	2,93	3,58	30,26	< L.Q.	13,20

P17	Biquinha da rua Santa Rita (Mina Velha)					Tipo de Captação: Antiga Mina de Ouro									
	pH	Temp OC	STD	CE $\mu\text{S.cm}^{-1}$	Eh mV	As ⁺³ $\mu\text{g.L}^{-1}$	As ⁺⁵ $\mu\text{g.L}^{-1}$	Na mg.L^{-1}	Mg mg.L^{-1}	Al mg.L^{-1}	K mg.L^{-1}	Ca mg.L^{-1}	Mn mg.L^{-1}	Fe mg.L^{-1}	Ba mg.L^{-1}
A.1	7,00	19,2	90,74	135,70	0,420	< 5	224,0	8,36	2,02	30,40	3,86	11,96	29,53	< L.Q.	12,73
A.2	6,92	19,2	82,05	125,00	0,495	< 5	125,9	8,97	1,74	27,76	3,60	9,53	38,60	< L.Q.	11,51
A.3	6,42	18,6	82,88	123,01	0,532	< 5	68,0	9,39	1,84	7,41	3,75	6,79	57,30	< L.Q.	14,61
A.4	5,93	18,4	82,00	126,50	0,408	< 5	17,0	9,47	1,85	< L.Q.	3,90	6,30	68,00	< L.Q.	33,84
A.5	6,56	18,6	80,90	122,70	0,388	< 5	< 5	9,93	1,74	11,53	3,97	6,09	71,10	< L.Q.	25,86
A.6	6,87	19,1	85,94	127,10	0,397	< 5	27,0	9,44	2,03	25,33	3,37	10,73	30,18	< L.Q.	11,30

*A: AMOSTRAGEM **L.Q. LIMITE DE QUANTIFICAÇÃO

Tabela 5- Distribuição estatística dos parâmetros estudados nas 24 análises (Pontos 14 a 17).

No de Análises	Estatística	pH	STD	CE	Eh	Ca	Mg	Na	K	HCO ₃ ⁻	SO ₄ ⁼	NO ₃ ⁻	Cl ⁻
24	Mínimo	5,93	14,12	21,38	335	1,20	0,26	1,06	0,35	4,58	1,92	0,32	1,40
	Mediana	6,63	48,33	73,44	410	2,74	1,03	6,65	2,68	16,85	4,32	2,75	6,55
	Média	6,73	48,97	73,78	427	3,90	1,07	5,75	2,44	17,53	5,35	3,21	6,17
	Máximo	7,92	90,74	135,70	532	11,9	2,03	9,93	3,97	37,83	11,33	8,06	13,29

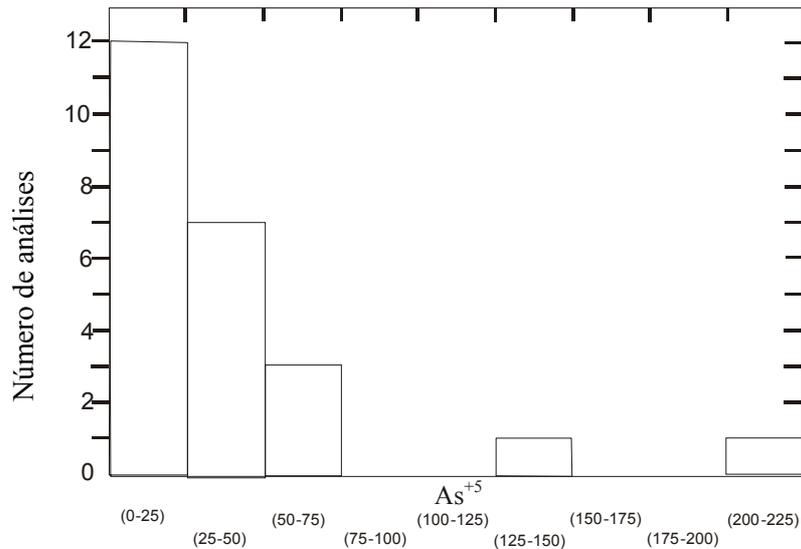


Figura 3 – Distribuição das concentrações de As⁺⁵ (em µg.L⁻¹) durante o período de estudo

enquanto as águas dos pontos 15 e 16, procedentes de rochas itabiríticas, são de fácies cloro sulfatadas-sódicas, indicativos de uma possível e prévia evaporação e/ou condições locais de infiltração diferenciadas, como em áreas desnudas, sem cobertura vegetal, de acordo com o Diagrama Triangular de Piper, conforme (Figura 2).

Destaca-se também a presença muitas vezes elevada e até excessiva do Mn e do Ba, e a do As.

PROCESSOS DE MINERALIZAÇÕES E EVOLUÇÃO QUÍMICA DAS ÁGUAS

As águas subterrâneas estudadas têm como uma das principais características físico-químicas a baixa mineralização, que é resultado das condições climáticas, constituição das rochas, topografia e processos intempéricos dominantes.

Nos aquíferos de rochas quartzosas da área de estudo, fatores como a baixa reatividade da sílica e dos óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro, a ausência de minerais para a dissolução, não favorecem o aporte de sais minerais para as águas.

A isto se associa a proximidade das captações de água para as áreas de recarga dos aquíferos, o que reduz a possibilidade da evolução química das águas.

Nessas condições, o enriquecimento químico natural das águas, é controlado pelo CO₂ dissol-

vido do ar e do solo, dando à água um caráter mais agressivo, e assim propiciando o ataque às argilas e a dissolução de minerais de cálcio, sódio e magnésio principalmente, o que resulta em águas predominantemente de composição bicarbonatada.

O COMPORTAMENTO DO AS NAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS DE OURO PRETO

Das várias captações de água utilizadas pela população da cidade de Ouro Preto (MG), em quatro delas (pontos 14, 15, 16 e 17) foi detectada a presença do As em suas composições químicas conforme Tabela 4.

A concentração média de As foi de 35,74 µg.L⁻¹ (n=24) e a distribuição das concentrações é mostrada na Figura 3.

VARIAÇÃO SAZONAL DAS CONCENTRAÇÕES DE AS

As amostras de águas subterrâneas dos pontos 14,15,16 e 17 analisadas ao longo do ano nos meses de janeiro, março, maio, julho, setembro e novembro revelaram a presença e evolução das concentrações de As.

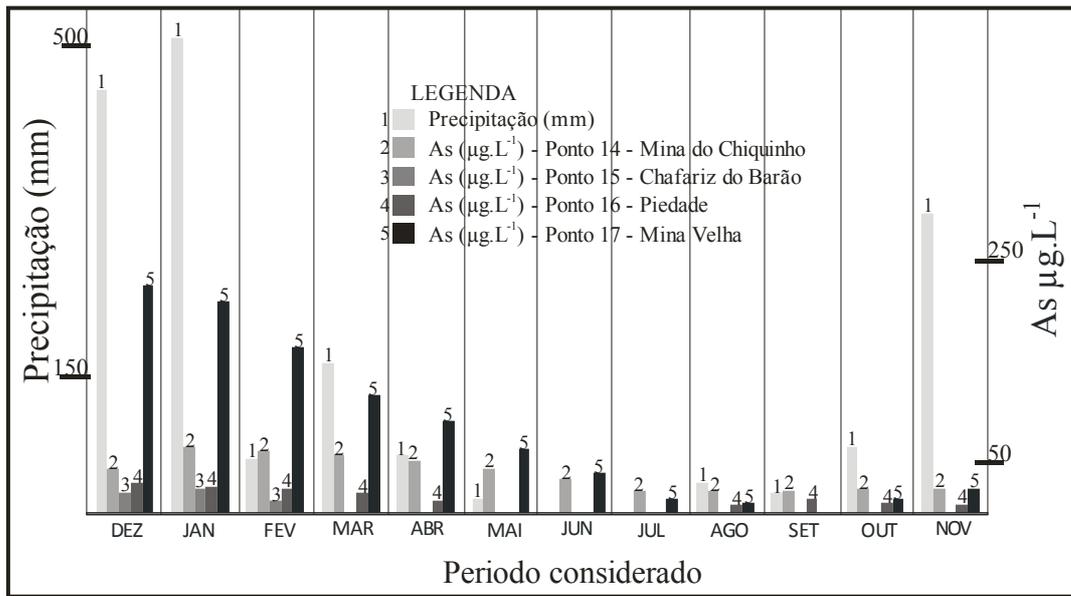


Figura 4 – Representação gráfica da relação entre as precipitações atmosféricas e as concentrações de As⁵⁺, em pontos de captação de água para uso doméstico.

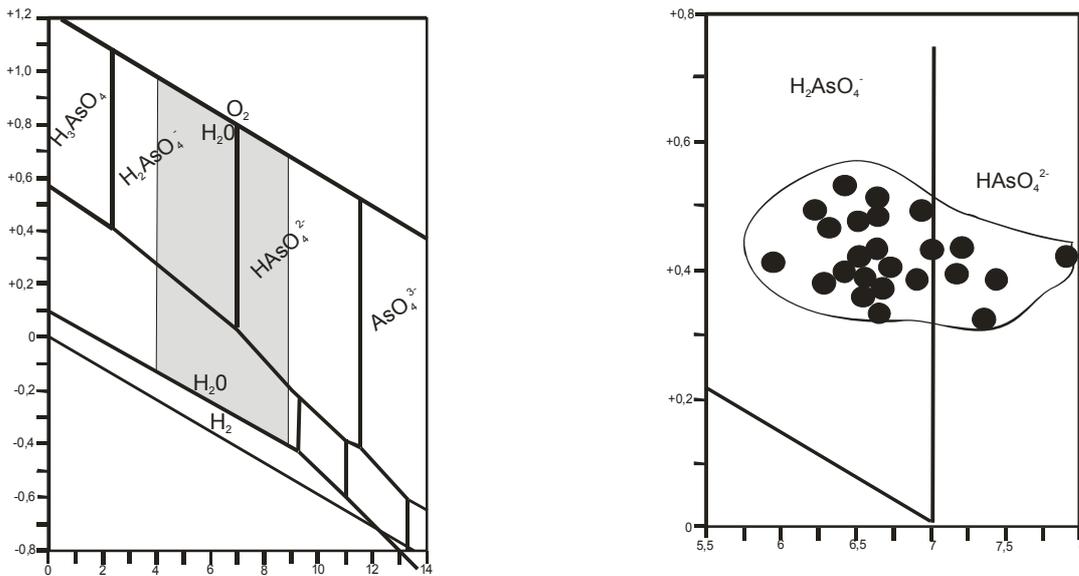


Figura 5a - Diagrama Eh-pH de espécies de As em meio aquoso, As-O₂-H₂O, a 25°C;

Figura 5b - Diagrama Eh-pH para o As no sistema aquífero As-O-H.

Os pontos escuros representam as amostras analisadas dos pontos 14, 15, 16 e 17.

Os resultados do estudo da relação do regime hidrológico da região com a presença e evolução das concentrações de As são apresentados na Figura 4. Nessa figura, fica evidenciada uma direta e estreita

relação entre a sazonalidade do clima e os valores das concentrações de As⁵⁺.

Em todos estes pontos, as curvas representativas dos índices de chuva e dos valores das concen-

trações de As, mostram a mesma tendência, ou seja, nos meses de novembro, janeiro e março, períodos de maior incidência de chuva são também os que apresentam os maiores valores das concentrações de As nas águas subterrâneas. Entretanto, na estação mais seca, as concentrações do mesmo foram reduzidas ou até mesmo não detectadas. Em todos os pontos estudados, os valores máximos e mínimos de As coincidem com os valores máximos e mínimos dos índices pluviométricos.

Na Tabela 6 são mostradas as correlações entre as concentrações de As e os parâmetros, pH, Eh e CE.

O pH das amostras analisadas apresentou valores compreendidos entre 5,93 e 7,92, com um valor médio de 6,72. Foram encontrados valores de Eh entre +335 e +532 m V.

As espécies de As presentes são controladas pelas condições de Eh – pH, conforme demonstrado pelos dados plotados no diagrama de equilíbrio conforme as Figuras 5a e 5b, considerando somente o sistema As–O–H (VinK, 1996).

Tabela 6 – Coeficientes de correlação entre os elementos analisados.

Correlações significativas dos parâmetros As / Eh / pH / CE Período de Chuvas de 2004 (Jan/Fev/Mar/Nov/Dez)				
	Ponto 14	Ponto 15	Ponto 16	Ponto 17
As / Eh	-----	0,567	-----	-----
As / pH	0,854	-----	0,644	0,990
As / CE	-----	0,587	0,806	0,756
Correlações significativas dos parâmetros As / Eh / pH / CE Período Seco de 2004 (Mai/Jun/Jul/Ago/Set)				
	Ponto 14	Ponto 15	Ponto 16	Ponto 17
As / Eh	-----	0,820	-----	0,994
As / pH	-----	-----	-----	-----
As / CE	-----	-----	-----	-----

A espécie As^{5+} dos oxianions ($H_2AsO_4^-$ e $HAsO_4^{2-}$) é predominante nas condições de Eh e pH das águas subterrâneas analisadas. O diagrama de Eh – pH também mostra que as águas analisadas são de ambientes sem a presença de oxigênio, contudo de aquíferos próximos do contato com a atmosfera, o que ajuda no entendimento do modelo hidrogeológico existente nestes pontos estudados. Assim, fica caracterizado que as águas são de origem pluvial, de circulação mais próxima à superfície topográfica.

A ORIGEM DO AS NAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

A presença do As nas águas subterrâneas e superficiais se deve a ocorrência desse elemento nas coberturas intemperizadas oxidadas, nas rochas mineralizadas e enriquecidas de corpos de minérios sulfetados encontrados em afloramentos e nas paredes das minas abandonadas, representados principalmente pela arsenopirita, pirita, pirrotita, observadas em toda a área de estudo.

Os processos intempéricos atuantes sobre os corpos de minério e em suas coberturas detríticas promovem a oxidação dos sulfetos existentes. O processo de oxidação atua de forma mais intensa na zona de aeração (superfície e subsuperfície), e com menor intensidade em veios, fissuras e fraturas dos aquíferos profundos. A partir dessa oxidação, que é realizada através de processos inorgânicos ou bióticos (Nordstron & Southam, 1997), ocorre a liberação do As, tanto do manto superficial alterado, bem como das rochas mineralizadas.

É através da oxidação da arsenopirita, mineral sulfetado mais comum de As (Smedley & Kinniburgh, 2002), que se dá a liberação do As para o ambiente (Plumlee, 1999). Nesse processo oxidativo é formado um invólucro ou uma camada superficial sobre o mineral autigênico, fato esse constatado em experimentos com a arsenopirita (McGuire et al., 2001; Richardson & Vaughan, 1989). Essa camada oxidada é constituída principalmente por minerais secundários de As, como a escorodita, que possivelmente é o arsenato mais comum (Alpers et al., 1994).

Quatro pontos de captação de águas utilizadas pela população da cidade de Ouro Preto, onde foi detectado As, são nascentes e antigas minas de ouro. Estes pontos estão em altitudes que variam entre 1045 a 1180 metros, localizados topograficamente na porção intermediária das encostas da Serra de Ouro Preto, conforme Figura 6a.

Os principais fatores de liberação, mobilização e evolução do As para as águas subterrâneas, específicos e peculiares à área de estudo são os condicionantes hidrológicos, geoquímicos, hidrogeológicos e topográficos.

Após o período de recessão hidrológica (entre os meses de maio a outubro), os processos oxidantes atuantes nas superfícies e subsuperfícies das rochas deixam sobre os minerais sulfetados, coberturas (alvéolos) de minerais secundários de As (Borba, 2002). Com o início do período das chuvas

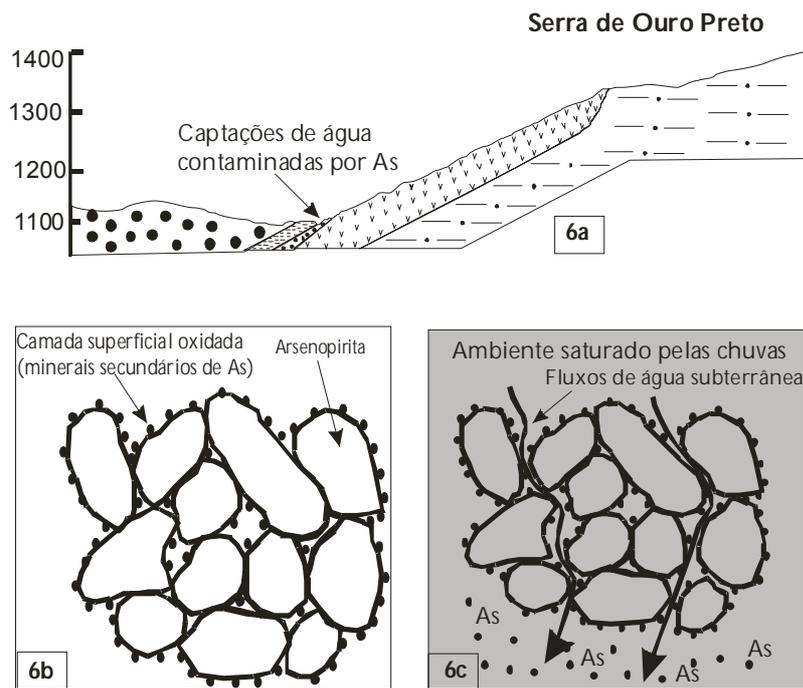


Figura 6(a) - Perfil topográfico da área de ocorrência de As nas águas subterrâneas.
6(b) - Modelo conceitual dos processos oxidativos durante período seco,
6(c) - Modelo conceitual dos processos de lixiviação do As, durante período chuvoso.

(meses de novembro a abril), os primeiros fluxos de água, tanto superficiais como subterrâneos, potencializados pelo forte gradiente hidráulico da Serra de Ouro Preto (Figura 6b), solubilizam e lixiviam com elevada eficiência as substâncias e compostos presentes entre os minerais das rochas e as partículas do solo (Figura 6c).

CONCLUSÕES

Sendo o As um elemento tóxico e extremamente agressivo à saúde humana, considerando que os teores do mesmo nas águas utilizadas por parte da população da cidade de Ouro Preto é superior aos valores estabelecidos pelos órgãos de controle, providências dos órgãos municipais responsáveis pela distribuição de água se fazem necessárias. A constituição de um eficaz e eficiente sistema de abastecimento de água que contemple a identificação e caracterização das captações contaminadas, bem como a elaboração de um plano de controle e monitoramento constante dessas águas são ações prementes.

A presença e evolução do As nas águas subterrâneas de quatro captações de água, utilizadas pela população da cidade de Ouro Preto-MG, é uma contaminação natural, temporal localizada e peculiar da área estudada. Uma característica da área em que as águas subterrâneas apresentam elevados teores de As com relação aos valores permissíveis para o consumo humano, é o grau de variabilidade espacial em concentrações de As.

A contaminação das águas pelo As é proveniente da paragênese mineral de alguns tipos de rochas, regime hidrológico, ambiente geoquímico, controle hidrogeológico e topográfico.

Nas captações estudadas, as águas analisadas apresentaram marcantes variações nas concentrações de As. Nos períodos de seca, com a redução do nível de água nos aquíferos, ocorre diminuição da concentração de As. Já na estação chuvosa, a precipitação mobiliza e lixivia o As para o ambiente, aumentando as concentrações do mesmo nas águas subterrâneas. Os valores das concentrações de As determinadas nas amostras de água são representativas do momento da amostragem e da estação do ano, podendo sofrer variações em seus valores, para mais ou para menos, ao longo do tempo.

As espécies de As presentes são controladas pelas condições de Eh – pH. A espécie As^{5+} dos oxianions ($H_2AsO_4^-$ e $HAsO_4^{2-}$) são predominantes nas condições de Eh e pH das águas subterrâneas analisadas. O diagrama de Eh – pH mostra que as águas analisadas são de ambientes pobres em oxigênio, entretanto de aquíferos próximos do contato com a atmosfera, o que auxilia no entendimento do modelo hidrogeológico existente nestes pontos estudados. Assim, fica caracterizado que as águas são de origem pluvial, de circulação mais próxima à superfície topográfica.

O menor tempo de residência das águas nos aquíferos, em função do condicionante topográfico e hidrogeológico, e a maior taxa de renovação das águas subterrâneas, acarretam uma maior quantidade de As a ser levada pelos fluxos hídricos superficiais, subsuperficiais e subterrâneos.

REFERÊNCIAS

- ACHARYYA, S. K., LAHIRI, S.; RAYMAHASHAY, B. C.; BHOWMIK, A. Arsenic toxicity of groundwater in parts of the Bengal Basin in Índia and Bangladesh: the role of Quaternary stratigraph and Holocene sea-level fluctuation. *Environmental Geology* **39**, 1127 – 1137, 2000.
- ALKMIM, F. F., MARSHAK, S. Proterozoic extension/contraction tectonics of the southern São Francisco Craton and adjacent regions Minas Gerais, Brazil. A kinematic model relating Quadrilátero Ferrífero, São Francisco Basin and Cordilheira do Espinhaço. *Tectonics* **8** (3): 555 – 571, 1989.
- ALPERS, C.N.; BLOWES, D.W.; NORDSTRON, D.K.; JAMBOR, J.L. Secondary minerals and acid mine-water chemistry. In: J. L. Jambor, D.W. Blowes (Ed.) *The environmental geochemistry of sulfide mine-water*. Mineralogical Association of Canada, Short Course Handbook, v. 22: 247 – 270, 1994.
- ANDERSON, R. K.; THOMPSON, M.; CUIBARD, E. Selective reduction of arsenic species by continuous hydride generation, Part 1. Reaction meadia. *Analyst*, 111: 1143 – 1152, 1986.
- ANGELONE, M.; CREMISINI, C.; PISCOPO, V.; PROPOSITO, M.; SPAZIANI, F. Influence of hydrostratigraphy and structural setting on the arsenic occurrence in groundwater of the Cimino-Vico volcanic area (central Italy). *Hydrogeology Journal*, v. 17, n. 4, p. 901-914 (doi: 10.1007/s10040-008-0401-3), 2009.
- BASÍLIO, M.S., FRIESE, K., LENA, J.C., NALINI JÚNIOR, H.A., ROESER, H.M.P. Adsorption of As, Cu, Pb and Cr for the assessment of metal retention by two different residues from iron ore mines. *Química Nova*, 28, 822–828, 2005.
- BARBOSA, A. L. M. Geologic map of the Ouro Preto, Mariana, Antonio Pereira e São Bartolomeu quadrangles, Minas Gerais, Brazil. Washington, DNPM/USGS, U.S. Geological Survey Professional Paper, 641. Plates 7,8,9,10, 1969.
- BHATTACHARIA, P.; CHATTERJEE, D.; JACKS, G. Occurrence of arsenic-contaminated groundwater in alluvial aquifers from Delta Plain, Easter India : options for a safe drinking water supply. *Water Resources Development* **13**, 79 – 92, 1997.
- BORBA, R.P. Arsênio em ambiente superficial: processos geoquímicos naturais e antropogênicos em uma área de mineração aurífera. Tese de Doutorado. Instituto de Geociências, Universidade Estadual de Campinas. Campinas – São Paulo. 113p, 2002.
- BURGUERA, M.; BURGUERA, J.L. Analytical methodology for speciation of arsenic in environmental and biological samples. *Talanta*, 44: 1581 – 1604, 1997.
- CÁCERES, L.; GRUTTNER, E.; CONTRERAS, R. Water recycling in arid regions-chilean case. *Ambio* **21**, 138 – 144, 1992.
- CAVALCANTI, J. A. D.; Mineralização aurífera de Lages-Antônio Dias, Ouro Preto – MG, controles litoestratigráficos e estruturais. Instituto de Geociências, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 108 p, 1999.
- CHEN, C.; LIN, L. Human carcinogenity and atherogenicity induced by chronic exposure to inorganic arsenic. In: Nriagu, J. O. (Ed.) *Arsenic in environmental. Part II: Human health and ecosystem effects*. New York: John Wiley & Sons, 109 – 132, 1994.
- COSTA, AT. Registro histórico de contaminação por metais pesados associados à exploração aurífera no alto e médio curso da Bacia do Ribeirão do Carmo. Departamento de Geologia da Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Tese de Doutorado, 257p, 2007.
- DE CAPITANI, E. M., SAKUMA, A. M., PAOLIELLO, M. M. B., FIGUEIREDO, B. R., OKADA, I. A., DURAN, M. C., OKURA, R. I. Exposição humana ao arsênio no Médio Vale do Ribeira, São Paulo, Brasil. *Proceedings of the International on Medical Geology*, Rio de Janeiro, CPRM/SGB, 2005.
- DEL RAZO, L.M., ARELLANO, M.A., CEBRIÁN, M.A. The Oxidation States of Arsenic in Well Water from a Chronic Arsenicism Area of Northern Mexico...*Environmental Pollution*, 64:143-153, 1990.
- FERREIRA, M. A.; BARROS, A. A. Determination of As(III) and As(V) in natural waters by cathodic stripping voltametry at a hanging mercury drop electrode. *Anal. Chem. Acta*, 459: 151 – 159, 2002.

- FIGUEIREDO, B.R., BORBA, R.P., ANGELICA, R.S. Arsenic occurrence in Brazil and human exposure. *Environmental Geochemistry Health* 29:109–118, 2007.
- FUJI, R.; SWAIN, W.C. Areal Distribution of Selected Trace Elements, Salinity, and Major Ions in Shallow Groundwater, Tulare Basin, Southern San Joaquin Valley, California. *US Geol. Surv. Water-Resources Investigation, Rep. 95*, 1995.
- GASTMANS, D.; VEROSLAVSKY, G.; CHANG H.K.; MARMISOLLE, J.; OLEAGA, A. Influência do Arcabouço Hidroestratigráfico nas Ocorrências de Arsênio em águas Subterrâneas ao longo do corredor termal do Rio Uruguai (Argentina – Brasil – Uruguai). *Geociências*, v. 29, n. 1, p. 105-120, 2010.
- GONÇALVES, J.A.C., PEREIRA, M.A., PAIVA, J.F., LENA, J.C. O Arsênio nas águas subterrâneas de Ouro Preto, Minas Gerais. *Geologia Médica, Rio de Janeiro, CPRM/SGB – 71 a 77*, 2005.
- HEM, J. D. Study and Interpretation of the Chemical Characteristics of Natural Water. Third Edition, U.S Geological Survey Water-Supply Paper 2254, 1985, 263 p.
- HOPENHAYN-RICH, C., M.L. BIGGS, A.H. SMITH, D.A. KALMAN, L.E. Methylation Study in a Population Environmentally Exposed to High Arsenic Drinking Water. *Environmental Health Perspect*, 104(6): 620-8, 1996.
- HUTTON, M. Human health concerns of lead, mercury, cadmium and arsenic. In: Huthinson, T. C.; Meema, K. (Ed.) *lead, mercury, cadmium and arsenic in the environmental*. New York: John Wiley & Sons, 53 – 68, 1987.
- IGA. Instituto de Geociências Aplicadas. Desenvolvimento Ambiental de Ouro Preto – Microbacia do Ribeirão do Funil, 1995.
- LI, H.; SMART, R.B. Determination of sub-nanomolar concentration of arsenic (III) in natural waters by square wave cathodic stripping voltametry. *Anal. Chemistry Acta*, 325: 25 – 32, 1996.
- MABUCHI, K.; LILIENTELD, A.M.; SNELL, L.M. Lung-cancer among pesticide workers exposed to inorganic arsenicals. *Archives Environmental Health*, 34 (5): 312 – 320, 1979.
- McARTHUR, J.W.; RAVENSCROFT, P.; SAFIULLAH, S.; THIRLWALL, M.F. Arsenic in groundwater: testing pollution mechanisms for sedimentary aquifers in Bangladesh. *Water Resources Research*, 37, 109 – 117, 2001.
- McGUIRE, M.M.; EDWARDS, K.J.; BANFIELD, J.F.; HAMERS, R.J. Kinetics, surface chemistry, and structural evolution of microbially mediated sulfide mineral dissolution. *Geochemica et Cosmochimica Acta*, 65 (8): 1243-1258, 2001.
- MORTON, W. E.; DUNNETTE, D. A. Health effects environmental arsenic. In: Nriagu, J. O. (Ed.) *Arsenic in environmental. Part II: Human health and ecosystem effects*. New York: John Wiley & Sons, 17 – 34, 1994.
- NCR. National Research Council - Arsenic in drinking water. Washington, DC. National Academic Press, 310 p, 1999.
- NICKSON, R.T., MCARTHUR J.M., RAVENSCROFT, P., BURGESS, W.G., AND AHMED K.M. Mechanism of Arsenic Release to Groundwater, Bangladesh and West Bengal *Applied Geochemistry* 15:403-413, 2000.
- NICOLLI, H. B.; SURIANO, J. M.; PERAL, M. A. G.; FERPOZZI, L. H.; BLEANI, O. A. Groundwater contamination with arsenic and other trace-elements in an area of the Pampa, province of Cordoba, Argentina. *Environmental Geology Water Science*, 14, 3 – 16, 1989.
- NORDSTRON, D.K.; SOUTHAM, G. Geomicrobiology of sulfide mineral oxidation. In: Banfield, J.F.; Neelson, K. (Ed.) : *Geomicrobiology–Interactions between microbes and minerals*. Reviews in Mineralogy, Mineralogical Society of America, v.35 : 361 – 390, 1997.
- PEREIRA, S.F.P., SARAIVA, A.F., ALENCAR, M.I.F., RONAN, S.E., ALENCAR, W.S., OLIVEIRA, G.R.F., SILVA, C.S., MIRANDA, R.G. Arsenic in the Hair of the Individuals in Santana-AP-Brazil: Significance of Residence Location. *Bulletin Environmental Contaminant Toxicology* (2010) 84:368–372, 2010.
- PIMENTEL, H. S. Caracterização Geoquímica da Contaminação das Águas na Serra de Ouro Preto, Minas Gerais. *Dissertação de Mestrado. Degeo, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto*, 2001.
- PLUMLEE, G. S. The environmental geology of mineral deposits. In: G. S. Plumlee, M. J. Logsdon, (Ed.) *The environmental geochemistry of mineral deposits, Part A: Processes, techniques, and health issues*. *Economic Geology*, v.6A, 71 – 116, 1999.
- QUADE, H.W. Mapa Geológico da Região de Ouro Preto – Escala 1:10.000. *Universidade Federal de Ouro Preto*, 1982.
- RICHARDSON, S.; VAUGHAN, D. J. Arsenopyrite: a spectroscopic investigation of altered surfaces. *Mineral. Mag.* 53, 223 – 229, 1989.
- ROBERTSON, F.N. Arsenic in groundwater under oxidizing conditions, south-west United States. *Environmental Geochemistry and Health*, 11, 171-185, 1989.
- SMEDLEY, P.L.; ZHANG, M.; ZHANG, G.; LUO, Z. Arsenic and other redox-sensitive elements in groundwater from the Huhhot Basin, Inner Mongolia. In: Cidu, R. (Ed.), *Water-Rock Interactions*, 2001, v.1. Swets & Zeitlinger, Lisse, 581 -584, 2001.
- SMEDLEY, P. L.; KINNIBURGH, D. G. A review of the source, behaviour and distribution of arsenic in natural waters. *Applied Geochemistry*, v.17, 517 – 568, 2002.

- SRACEK, O.; BHATTACHARYA, P.; von BRÖMSEN, M.; JACKS, G.; AHMED, K.M. Natural enrichment of arsenic in groundwaters of Brahmanbaria district, Bangladesh: geochemistry, speciation modeling and multivariate statistics. In: BUNDSCHUH, J.; BATTACHARYA, P.; CHANDRASEKHARAM, D. (Eds.), Natural arsenic in groundwater: occurrence, remediation and management. London: Taylor & Francis Group, p. 133-143, 2005.
- USEPA 2000. National Primary Drinking Water Regulations; Arsenic and Clarifications to Compliance and New Source Contaminants Monitoring; Proposed Rule. Federal Register, 65, 121, June 22, 2000; 38888 – 38983, 2000.
- VEADO, M.A.R.V., ARANTES, I.A., OLIVEIRA, A.H., ALMEIDA, M.R.M.G., MIGUEL, R.A., SEVERO, M.I., et al.. Metal pollution in the environment of Minas Gerais State–Brazil. Environmental Monitoring and Assessment, 117, 157–172, 2006.
- VINK B.W. Stability relations of antimony and arsenic compounds in the light of revised and extended Eh-Ph diagrams. Chem. Geol., 130: 21-30, 1996.
- VIVONA, R.; PREZIOSI, E.; MADÉ, B.; GIULIANO, G. Occurrence of minor toxic elements in volcanic-sedimentary aquifers: a case study in central Italy. Hydrogeology Journal, v. 15, p. 1183-1196, 2007.
- WANG, Y.; SHVARTSED, S.L.; SU, C. Genesis of arsenic/fluoride-enriched soda water: A case study at Datong, northern China. Applied Geochemistry, v. 24, p. 641-649, 2009.
- WELCH, A.H., LICO, M.S. Factors controlling As and U in shallow groundwater, southern Carson Desert, Nevada. Applied Geochemistry, 13, 521-539, 1998.
- WHO. World Health Organization - Arsenic: Environmental Health Criteria Criteria 18: Geneva, International Programme on Chemical Safety, 174 p. 1981.
- WHO. World Health Organization - Guidelines for drinking water quality. Revision of the 1984 guidelines. Final task group meeting. Geneva, 188, 1993.
- WHO. World Health Organization – United Nations Synthesis Report on Arsenic in Drinking Water, Geneva, World Health Organization, 2001.
- ZENÓBIO, A. A. Avaliação Geológica-Geotécnica de Encostas Naturais Rochosas por meio de Classificações Geomecânicas : Área urbana de Ouro Preto (MG) Escala 1:5000. EESC, USP. São Paulo. Dissertação de Mestrado. 130 p, 2000.

Hydrogeochemistry of Arsenic and Other Inorganic Constituents in the Groundwater of Ouro Preto (MG) City, Brazil

ABSTRACT

Waters with As (arsenic) concentrations above the limits set by environmental control agencies are considered dangerous to human health. As is a toxic and carcinogenic element. The groundwater hydrochemical facies which was studied in Ouro Preto - Minas Gerais is a result of the interaction among different phases presented in the solution, particularly the ionic relationships which are established between the solid phase and the water. Low water mineralization is the result of interaction between weather conditions, rock constituents, relief, and dominant weathering processes. The types and quantities of the solubilized components in the water have been linked directly to their time of residence in the aquifers. Among the main cations, have been predominantly $Na^+ > Ca^{2+} > K^+ > Mg^{2+}$. For the anions, the high presence of $HCO_3^- >> Cl^- > SO_4^{2-} > NO_3^-$ offers water a bicarbonated feature that comes from the system, determined mainly by water circulation near the recharge area and terrain surface. The evolution of the As concentrations during the year occurs as a result of the hydrogeological reactions controlled by the redox potential Eh – pH. The pH values of the analyzed samples ranged from 5.93 to 7.92, with a mean value of 6.72. For Eh values were found between 335 and 532 mV and a mean value of 427. In diagram Eh – pH, under chemical balance conditions, it was found that the types of As presented have been controlled by the conditions of Eh – pH. The As^{5+} species of oxianions ($H_2AsO_4^-$ and $HAso_4^{2-}$), predominate. The diagram shows that the analyzed waters are from environments close to contact with the atmosphere and that they are of pluvial origin, with circulation close to the topographic surface, which accumulates in a generally discontinuous way along the rock fissures. The main factors in the release, mobilization and evolution of As to the groundwater have been specific and particular to the areas of research, such as the hydrological, geochemical, hydrogeological, and topographical conditioning factors. After the dry season, the oxidation processes that act on the surface and subsurface of the rocks deposit bodies of sulfated ores, alveoli, or surface layers of secondary As minerals, represented mainly by scorodite, on the unweathered detrititic cover and on the mineralized and enriched rocks. Those ores are found on autigenic ores in outcroppings and on the walls of abandoned mines, represented mainly by the arsenopyrite, pyrite, pyrrhotite, and they are seen in every area studied. By the rainy season, the surface and subsurface flows are potentiated by the strong hydraulic gradient

of the relief and solubilize and leach the compounds present on and among the rock minerals and soil particles.

Key-words: *arsenic, ground water, hydrogeochemistry.*

Análise Econômica Aplicada à Decisão sobre Alocação de Água entre os Usos Irrigação e Produção de Energia Elétrica: O Caso da Bacia do Rio Preto (DF/GO/MG)

Bruno Goulart de Freitas Machado

*Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL - Universidade de Brasília - UnB
brunogoulart@aneel.gov.br*

Oscar de Moraes Cordeiro Netto

*Universidade de Brasília – UnB
cordeiro@unb.br*

Recebido: 10/03/10 - revisado: 12/06/10 - aceito: 29/09/10

RESUMO

Este artigo tem o intuito de propor análise que possa servir de ferramenta para estudos de planejamento e de regulação do uso de recursos hídricos, notadamente em questões relativas à alocação da água em bases econômicas. Com efeito, dois importantes usos da água - irrigação e produção de energia elétrica – foram avaliados em um estudo de caso aplicado à bacia hidrográfica do rio Preto (DF/GO/MG). A técnica empregada para a valoração da água na irrigação foi o método da função de produção. Para a produção de energia elétrica, a estratégia de valoração econômica baseou-se em resultados de simulações do modelo de otimização utilizado no planejamento do setor elétrico brasileiro, o NEWAVE. A representação final do problema em sistema de rede fluxo corroborou para a constatação de que essa análise é diretamente influenciada pelas eficiências dos processos produtivos envolvidos e pela conjuntura macroeconômica da economia real. Não obstante, considera-se que o procedimento analítico adotado pode ser de grande valia para instituições responsáveis pela prática da gestão de recursos hídricos, uma vez que auxilia o estabelecimento de prioridades na alocação da água, maximizando o benefício econômico advindo de sua utilização.

Palavras-Chave: *Análise Econômica, Alocação de Água, Irrigação e Geração de Energia Elétrica.*

INTRODUÇÃO

A Política de Recursos Hídricos no Brasil foi instituída pela Lei nº. 9.433, de 8 de Janeiro de 1997. Essa norma regulamenta o que prevê o texto constitucional sobre a competência privativa do Estado em instituir o sistema nacional de gerenciamento de recursos hídricos e definir critérios para outorga de direitos de uso da água.

A referida lei estabelece os principais fundamentos para a gestão de recursos hídricos no país, dentre os quais: "... (i) a água é um recurso natural limitado, dotado de valor econômico e (ii) a gestão de recursos hídricos deve sempre proporcionar o uso múltiplo das águas...".

Embora a Lei não especifique quais práticas de gerenciamento que devam ser implementadas, segundo Porto e Lobato (2004), a consideração desses fundamentos pressupõe a adoção de moder-

nas práticas de gerenciamento de recursos naturais – incluindo-se, nessas, o manejo de recursos hídricos.

Segundo os citados autores, esse manejo costuma requerer a articulação de quatro mecanismos de gestão principais: (i) os tradicionais instrumentos de comando-e-controle, específicos do aparato institucional do Estado, que visam a assegurar as garantias estabelecidas na legislação; (ii) a descentralização da gestão por meio de mecanismos de responsabilização compartilhada entre o Estado e a sociedade civil organizada; (iii) a incorporação de instrumentos econômicos com vistas a compatibilizar o comportamento econômico das atividades produtivas aos requisitos de preservação ambiental e (iv) incentivos à adoção voluntária dos agentes econômicos às diretrizes ambientais, por meio da emissão de certificados de qualidade ambiental.

Uma das principais razões para a adoção de instrumentos econômicos, como ferramentas de suporte à gestão, mais especificamente na área de

recursos hídricos, é a possibilidade de esses instrumentos induzirem o mercado a internalizar os custos incorridos pela utilização da água nos processos produtivos da economia. Ademais, procura-se considerar, nesses custos, as características particulares da água, no que tange à sua variabilidade no espaço e no tempo, bem como a seus atributos de qualidade.

Nesse contexto, a avaliação econômica pode ser de grande utilidade ao processo decisório, pelo fato de poder agregar uma série de análises, dentre as quais se incluem a estimativa de demandas futuras, os estudos de viabilidade financeira, a valoração econômica de efeitos do projeto e a verificação de eficiência na alocação de recursos. Esse conjunto de análises, somado ao cabedal de conhecimento adquirido sobre os processos hidrológicos e ao ferramental analítico próprio do campo da engenharia, pode, segundo (Heinz *et al.*, 2007), proporcionar um significativo ganho em alternativas para a gestão e para a implementação de políticas públicas na área de recursos hídricos.

Com efeito, a complexidade envolvida em todo esse processo decisório leva à recorrência das metodologias calcadas em alguma racionalidade para que as resoluções atendam, da melhor forma possível, às expectativas dos vários segmentos da sociedade. Nesse sentido, o trato econômico da alocação de água visa a compatibilizar a utilização desse recurso com as atividades que agregam valor a esse insumo, de forma que possam ser priorizadas as alternativas de alocação que maximizem o produto interno líquido gerado com o uso da água.

É com esse enfoque que se propõe, neste trabalho, desenvolver uma abordagem que permita avaliar um estudo de caso em que há um contexto de conflito pela utilização da água entre dois importantes setores da economia – irrigação e geração de energia elétrica - e, dessa maneira, avaliar a aplicação de uma metodologia baseada em critérios econômicos para auxiliar o processo de tomada de decisão em casos análogos de gestão e regulação do uso da água em bacias hidrográficas.

MÉTODOS PARA A VALORAÇÃO ECONÔMICA DA ÁGUA

Segundo a classificação adotada por Mueller (2007), as técnicas de valoração econômica de benefícios e custos sobre recursos naturais - dentre as quais se inclui a água - podem ser agrupadas nas seguintes categorias: (i) técnicas que se valem dire-

tamente de preços e valores de mercado, ou que se apóiam nas mudanças de produtividade causadas pela alteração ambiental; (ii) métodos de mercados substitutos (métodos indiretos de valoração); e (iii) valoração direta por métodos de mercados construídos.

A primeira delas refere-se à hipótese de haver um mercado bem estabelecido para a tomada de preços. Essa assertiva requer a consideração dos pressupostos teóricos do funcionamento de mercados perfeitos, amplamente discutidos em livros-texto sobre microeconomia. O segundo tipo previsto de realidade econômica é aquela em que há um mercado, mas, no entanto, esse é tido como imperfeito, ou seja, não há condições plenas de competição e, por conseguinte, os preços não refletem a real disposição a pagar dos seus constituintes. No caso da terceira categoria, pode haver casos em que não haja qualquer mercado para valoração de insumos ou rendas, como ocorre em casos reais de estimativas dos benefícios da preservação ambiental, de recreação, ou danos decorrentes da degradação da qualidade da água.

Esses dois últimos tipos – mercados imperfeitos e ausência completa de mercado - são os mais presentes em projetos de valoração no contexto do planejamento em recursos hídricos (Young, 1996). Pelo fato de um método em especial – metodologia da função de produção - ser o que terá maior importância neste trabalho, optou-se por discuti-lo de forma mais específica a seguir.

A valoração direta por meio de mudanças de produtividade tem como prerrogativa principal o fato de a água constituir-se em insumo intermediário do processo de produção o que, por sua vez, relaciona-se com a premissa de que o seu uso se faz necessário em etapas anteriores à consecução do produto final.

Essa metodologia de valoração da água, considerando-a como um bem intermediário da etapa produtiva, é baseada na teoria do produtor. A sua construção analítica pressupõe o uso de uma função Z , tal que o nível de produção seja dado pela seguinte função - a derivação das equações a seguir baseia-se em Young (1996) e Seroa da Motta (2008):

$$Z = f(X_i, X_w) \quad (1)$$

em que X_i corresponde ao vetor de insumos necessários à produção de um bem qualquer e X_w é a quantidade de água requerida nesse processo.

Sendo p_z o preço do produto $Z = f(X_i, X_w)$, p_{xi} e p_{xw} os preços dos i insumos e o da água, respec-

tivamente, a função lucro π pode ser expressa pela seguinte relação:

$$\pi = p_z \times Z - \sum_{i \neq w} p_{X_i} \times X_i - p_{X_w} \times X_w \quad (2)$$

A teoria da produção mostra que o produtor ajusta o seu grau de utilização de cada insumo ao objetivo de maximizar o seu lucro, de forma que o valor da produtividade marginal de cada recurso se iguale ao seu preço. Assumindo-se também a hipótese de que os preços se mantêm constantes (a variação marginal de Z é suficientemente pequena em relação ao mercado do produto Z), então a condição de primeira ordem para maximização do lucro em relação a uma variação dos insumos pode ser expressa como:

$$\frac{\partial \pi}{\partial X_i} = p_z \times \frac{\partial Z}{\partial X_i} - p_{X_i} = 0 \quad (3)$$

Manipulação algébrica simples da Equação 3 leva à constatação de que, na condição de máximo lucro, o valor do produto marginal de cada insumo (VPM_i) é dado pelo seu respectivo produto marginal (Pmg_i) valorado pelo preço do bem produzido (Equação 4). Chama-se atenção ao fato de que o mesmo resultado seria obtido caso a derivação tivesse sido feita para o insumo água.

$$VPM_i = p_z \times Pmg_i \quad (4)$$

Um segundo postulado econômico – válido para as condições de perfeita concorrência – enuncia que o valor total de um produto (VTP_z) pode ser dividido segundo parcelas em que cada insumo é pago de acordo com a sua respectiva produtividade marginal. Assumindo as hipóteses estabelecidas nessa afirmativa como factíveis, estabelece-se, então, a seguinte equação:

$$VTP_z = \sum_{i \neq w} VPM_i \times X_i + VPM_w \times X_w \quad (5)$$

O valor da produtividade marginal da água (VPM_w) – preço por unidade de volume – pode ser isolada na Equação 5, de modo a se obter uma expressão para o valor da água, como um insumo do processo produtivo:

$$P_w = \frac{\left[(Z \times P_z) - \left(\sum_{i \neq w} P_{X_i} \times X_i \right) \right]}{X_w} \quad (6)$$

A formulação apresentada na Equação 6 recebe a denominação de *método do valor residual* ou *método da função de produção*. A utilização mais geral desse método, envolvendo a produção de múltiplos produtos e vários insumos, é conhecida como *método da variação da renda líquida* (Young, 1996). É importante frisar, com efeito, que, em consonância com a exposição matemática ora desenvolvida, o valor da água contido na Expressão 6 indica o peso que o insumo água tem no fator produtividade final de um processo produtivo, no qual a água seja um dos fatores componentes.

Young (1996) apresenta duas ressalvas quanto à utilização da formulação ora descrita. A primeira delas remete à dificuldade de se identificar e contabilizar a produtividade de todos os insumos que têm participação relevante no processo produtivo. Se houver omissão de um ou mais fatores, a produtividade do fator omitido será conseqüentemente atribuída ao valor do insumo objeto da análise, ou seja, haveria uma superestimativa para o valor da água. A segunda questão trata da dificuldade em se estabelecerem as características da função de produção, haja vista, por exemplo, o tradicional formato da função Cobb-Douglas, largamente empregada em livros-texto de microeconomia, cujos parâmetros são comumente estimados via estudos de regressão múltipla (econométricos), os quais, por sua vez, carecem de dados reais para tanto. Ademais, estimativas precisas sobre os níveis de produção associados a cada um dos fatores de uma função de produção consistem, também, em outra adversidade inerente a esse tipo de análise. Está-se sujeito, nesse caso, a observar super ou subestimativas do valor residual da água, dependendo da acurácia com que se mede o nível de produção para cada combinação inicial de insumos.

O MODELO MODSIM

O MODSIM é um aplicativo que usa um modelo de rede de fluxo de caráter geral e com amplo espectro de aplicações em recursos hídricos (Labadie *et al.*, 2000). O aplicativo é capaz de simular planos operacionais sujeitos a metas de níveis d'água em reservatórios, prioridades e limitações específicas. Uma de suas funções, que interessa diretamente à finalidade deste trabalho, refere-se à avaliação de compensações (*trade-offs*) entre usos conflitantes da água. O aplicativo realiza uma otimização em rede – via programação linear – para atender

metas operacionais realizadas de modo sequencial a cada intervalo de tempo.

O sistema de recursos hídricos é representado por meio de nós e arcos, em que arcos são conexões entre os nós e representam canais, trechos de rio, tubulações e outras estruturas semelhantes. Os nós, por sua vez, referem-se tanto a volumes armazenados em reservatórios quanto a confluências, pontos de desvio, de entrada e de demanda do sistema. Diversos nós e arcos artificiais são criados automaticamente pelo aplicativo, com vistas a assegurar o balanço de massa do sistema, assegurando que a rede tenha seu ciclo completamente fechado, condição essa requerida pelo algoritmo de solução do problema (Labadie *et al.*, 2000).

Com efeito, seu algoritmo de solução - denominado *out-of-kilter* - resolve um problema de otimização em uma rede de fluxo, para cada intervalo de tempo $t = 1, \dots, T$, da seguinte maneira (Azevedo *et al.*, 2002):

$$\text{Min} \sum_{k \in A} c_k q_k \quad (7)$$

Sujeito a

$$\sum_{k \in O_i} q_k - \sum_{j \in I_i} q_j = b_i(q) \quad \forall i \in N \quad (8)$$

$$l_{kt}(q) \leq q_k \leq u_{kt}(q) \quad \forall k \in A \quad (9)$$

onde N é o conjunto de todos os nós; A representa o conjunto de todos os arcos do problema, O_i o conjunto de todos os arcos com origem no nó i (arcos de defluências); I_i o conjunto de todos os arcos com término no nó i (arcos de afluências); b_i representa o ganho (positivo) ou a perda (negativo) do nó i no tempo t ; q_k é vazão no arco k ; c_k representa o custo, fator de ponderação ou prioridades de uso por unidade de vazão no arco k ; l_{kt} e u_{kt} são, respectivamente, as capacidades mínima e máxima de vazão no arco k , no instante de tempo t .

Baltar (2001) elaborou módulo de avaliação econômica que foi posteriormente incorporado ao aplicativo Aquanet, da Universidade de São Paulo (Porto *et al.* 2003). Esse módulo teve o intuito de constituir-se em uma ferramenta de auxílio à tomada de decisão em problemas relacionados ao aspecto quantitativo da alocação de recursos hídricos, notadamente em casos que envolvam a análise econômica de longo prazo. Sua formulação esteve fundamentada no fornecimento de curvas de benefícios marginais para os respectivos usos da água em análi-

se, de modo a permitir uma avaliação de eficiência em estudos de alocação.

O MODELO NEWAVE

O atual modelo de regulação do setor elétrico brasileiro determina que uma entidade – o Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS) – administre a geração de energia de cada usina que compõe o chamado Sistema Interligado Nacional (SIN). O SIN é o maior sistema de produção e transmissão de energia elétrica no Brasil, constituído por usinas térmicas e hidrelétricas, com forte predominância dessas últimas, e composto por múltiplos agentes e empresas do setor público e privado, presentes nas cinco grandes regiões do país. Apenas 3,4% da capacidade de produção de eletricidade do país encontra-se fora do SIN, em pequenos sistemas isolados, localizados, principalmente, na região amazônica (ONS, 2008a).

O ONS centraliza o despacho-ótimo de geração de cada usina utilizando, como ferramenta de auxílio à tomada de decisão, um modelo de otimização chamado NEWAVE (Modelo Estratégico de Geração Hidrotérmica a Subsistemas Interligados). Tal otimização é função do custo unitário do déficit de energia, do custo operativo das termelétricas disponíveis, das informações sobre a disponibilidade hídrica atual (volume acumulado nos reservatórios) e das afluências e demandas previstas futuramente (Moreira *et al.*, 2003).

Os principais desafios impostos à operação de sistemas hidrotérmicos são a aleatoriedade natural do fenômeno hidrológico e o limite físico da capacidade de armazenamento dos reservatórios. Somam-se a essas dificuldades a característica não-linear da função de produção de energia em hidrelétricas e a grande dimensão do problema de otimização, o qual resulta do elevado número de usinas e possíveis estados de armazenamento de seus respectivos reservatórios (Pereira e Pinto, 1985).

A questão de usar a água hoje, ou estocá-la para o futuro, implica em um *trade-off* entre os custos imediato e futuro de operação do sistema. Tal relação é ilustrada na Figura 1.

O ponto ótimo de utilização da água estocada nos reservatórios corresponde àquele que minimiza o somatório das funções de custo imediato (*FCI*) e futuro da operação (*FCF*). Matematicamente, esse ponto representa a igualdade entre as derivadas dessas duas funções com respeito à quantida-

de de água armazenada. A essas derivadas dá-se o nome de *valor da água* (veja Figura 1).

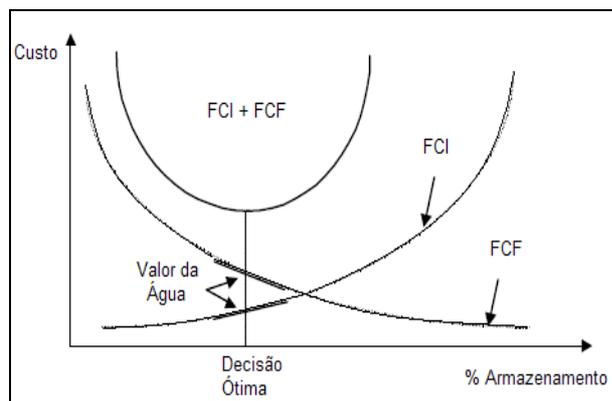


Figura 1 - Decisão Ótima de Operação de Sistemas Hidrotérmicos

É importante ressaltar que o valor da água aqui definido, embora represente, da mesma forma como na irrigação, um valor monetário atribuído à água enquanto insumo do processo produtivo, sua forma de cálculo difere-se conceitualmente da primeira. No caso da energia elétrica, o valor da água representa o custo de oportunidade em se utilizar a água estocada nos reservatórios, custo esse mensurado a partir do combustível empregado na geração termelétrica. No caso da irrigação, por outro lado, o valor da água é contabilizado a partir da mensuração indireta do ganho de produtividade que a água traz ao processo de produção de grãos, subtraídos, nesse cálculo, todos os outros insumos e fatores intervenientes a esse processo.

O objetivo da operação é, portanto, minimizar o somatório dos custos imediatos e futuros. Essa soma compõe a função-objetivo desse problema, o qual também está sujeito a cinco restrições principais (Pereira e Pinto, 1985; Pereira, 1989):

$$F_t(s_t, q_{t-1}) = E_{q_t | q_{t-1}} \left\{ \underset{r_t}{\text{Min}} [f_t(s_t, q_t, r_t) + F_{t+1}(s_{t+1}, q_t)] \right\} \quad (10)$$

Sujeito a

$$s_{t+1} = s_t + q_t + C(r_t + l_t) - e_t(s_t) - d_t \quad (11)$$

$$s_{t+1, \min} \leq s_{t+1} \leq s_{t+1, \max} \quad (12)$$

$$r_{t, \min} \leq r_t \leq r_{t, \max} \quad (13)$$

$$g_{t, \min} \leq g_t \leq g_{t, \max} \quad (14)$$

$$\sum_k^{I+J} g_t(k) + y_t = d_t, \quad \forall k \in (1, \dots, I+J) \quad (15)$$

onde $f_t(s_t, q_t, r_t)$ é a função de custo imediato e $F_{t+1}(s_{t+1}, q_t)$ a de custo futuro; s_t representa o volume armazenado no início da análise; E é o valor esperado para a afluência q_t , dado que se dispõe do valor observado no passo de tempo anterior q_{t-1} ; l_t compõe o vetor de vertimentos de cada usina hidrelétrica; C é a matriz de conectividade (em que $C_{j,k} = 1(-1)$ quando o reservatório j recebe (libera) água de (para) o reservatório k); e_t é o vetor de perdas por evaporação; d_t representa as demandas requeridas ao sistema; $s_{t+1, \min}$ e $s_{t+1, \max}$ são os vetores de armazenamento mínimo e máximo respectivamente; $r_{t, \min}$ e $r_{t, \max}$ correspondem aos vetores de capacidade mínima e máxima de engolimento das turbinas respectivamente; r_t é o vetor de vazão turbinada em cada usina; $g_t(k)$ indica a energia gerada na k -ésima unidade de produção (térmica ou hidráulica); I e J são, respectivamente, o número total de térmicas e hidrelétricas existentes; e y_t representa o vetor que contabiliza o déficit de energia.

CASO DE ESTUDO: BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO PRETO (DF/GO/MG)

O rio Preto nasce próximo à cidade de Formosa, no Estado de Goiás, e constitui a divisa leste entre o Distrito Federal e o Estado de Goiás. Esse rio é afluente do rio Paracatu e compõe uma das sub-bacias da região hidrográfica do rio São Francisco. Desde a nascente até a foz, são cerca de 400 km de extensão (SEINFRA, 2006).

Na Figura 2, mostra-se a divisão política da bacia do rio Preto, notadamente, as parcelas territoriais referentes às três unidades da Federação que compõem a totalidade de sua área de drenagem.

A atividade antrópica na região é basicamente de natureza agrícola, sendo que essa se constitui na principal demanda por água na região, majoritariamente caracterizada por irrigação sob pivô-central a partir de mananciais superficiais (Sano *et al.* 2002). Conflitos pontuais entre agricultores irrigantes são registrados, especialmente, no período de estiagem e na região mais a montante da bacia, onde há uso expressivo de pivôs-centrais, os quais reduzem consideravelmente a disponibilidade de água (SEINFRA, 2006).

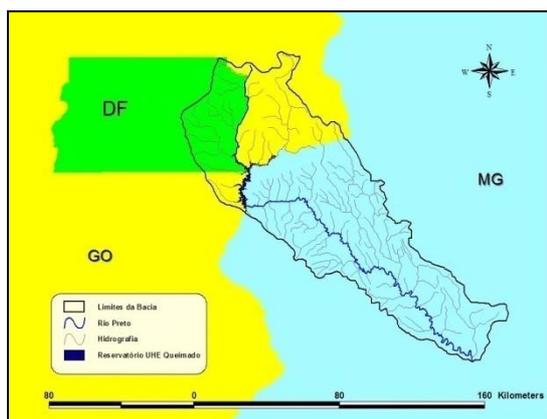


Figura 2 – Mapa Hidrográfico-Político da Bacia do Rio Preto

A demanda hídrica da bacia do rio Preto apresenta ainda outro importante uso da água, a geração de energia elétrica pela usina hidrelétrica (UHE) de Queimado – operada pelo consórcio constituído pelas Companhias Elétrica de Brasília (CEB) e Energética de Minas Gerais (CEMIG). A potência instalada da UHE Queimado é de 105 MW. No local do barramento, o rio Preto possui área de drenagem total de 3.773 km² (SEINFRA, 2006).

Objetivo e Metodologia

O objetivo do presente trabalho foi analisar a alocação da água entre dois importantes usos – irrigação e hidroeletricidade – baseando-se em fundamentos microeconômicos e, com efeito, contribuir em aspectos relacionados à regulação e ao planejamento do uso de recursos hídricos. Em face dos objetivos expostos, optou-se pela escolha da bacia do rio Preto como caso de estudo para a presente análise.

Em linhas gerais, a abordagem metodológica adotada envolveu a consecução de quatro etapas principais: (i) construção de curva de demanda econômica pela água utilizada na irrigação; (ii) construção de curva de demanda econômica pela água utilizada na produção de energia elétrica; (iii) representação, simulação e otimização da operação do sistema hídrico objeto do estudo de alocação econômica; e (iv) avaliação dos resultados e conclusões sobre a metodologia proposta.

Para consecução da primeira etapa, adotou-se o *método da função de produção*, descrito em maior detalhe no Item anterior deste artigo. No caso da

estimativa do valor da água para a produção de energia elétrica, optou-se por utilizar resultados de simulações do modelo NEWAVE.

A terceira etapa foi dedicada à análise do estudo de caso, a partir da representação do sistema hídrico da bacia, contando com as respectivas informações sobre as demandas econômicas referentes à irrigação e à produção de energia elétrica. Essa representação foi feita em um aplicativo que utiliza modelo matemático de rede-de-fluxo, baseado no MODSIM, o Aquanet.

A quarta e última etapa correspondeu à análise dos resultados do procedimento sugerido para avaliação econômica de alocação. Uma análise geral sobre a abrangência do procedimento adotado foi realizada, assim como uma análise específica envolvendo as características econômicas das duas demandas por água, estudadas para a região do rio Preto. Ao final, relatam-se alguns desafios impostos à generalização do problema, bem como alternativas para o aprimoramento do procedimento analítico proposto.

Demanda Econômica pela Irrigação

Nesta seção, buscar-se-á apresentar, de forma sucinta, as etapas referentes à construção da curva de demanda pela água para a irrigação na bacia do rio Preto. A descrição pormenorizada de todo procedimento seguido para a consecução desse objetivo pode ser consultada em Machado e Cordeiro Netto (2009a).

Em suma, o processo supracitado seguiu a seguinte seqüência de atividades: (i) identificação e delimitação dos pivôs-centrais presentes na bacia via técnicas de geoprocessamento; (ii) pesquisa sobre a dinâmica da produção agrícola no rio Preto, com vistas à caracterização de um ou mais perfis predominantes de agricultor presentes na região; (iii) modelagem estatística da produtividade agrícola; (iv) levantamento de valores médios de variáveis econômicas relacionadas aos custos da produção e aos preços de mercado dos principais produtos agrícolas envolvidos; (v) estimativa do consumo médio de água na irrigação e (vi) confecção de curvas de demanda pela água para a irrigação no rio Preto.

Como resultado da primeira atividade, foram identificados 207 pivôs-centrais ao longo de toda extensão da bacia, o que resultou em um montante de 17.620 hectares de terras irrigadas contabilizados. Na Figura 3, mostra-se a disposição espacial de todos esses pivôs-centrais.

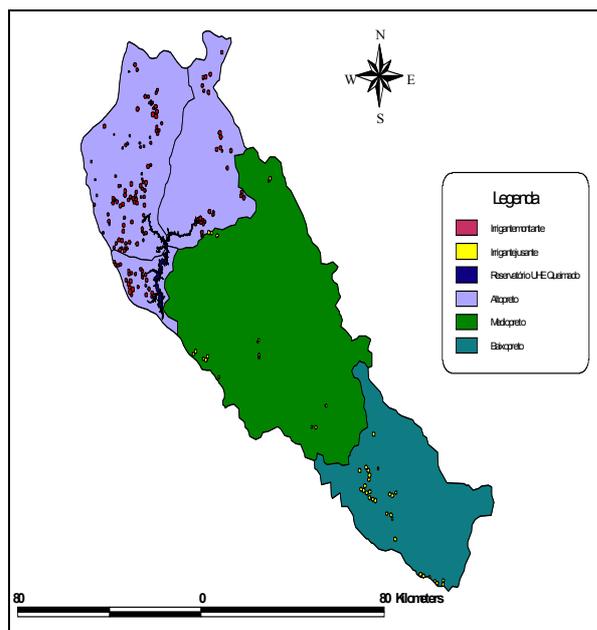


Figura 3 – Localização dos Pivôs-Centrais

No que diz respeito à dinâmica produtiva da agricultura no rio Preto, tendo em vista a complexidade de se alcançarem todas as possibilidades produtivas existentes na região de estudo, algumas simplificações foram implementadas com o objetivo de se buscar explicar um comportamento médio do agricultor da bacia do rio Preto. Por meio de discussões com técnicos da Empresa de Assistência Técnica e Rural do Distrito Federal (EMATER/DF), identificaram-se os principais ciclos produtivos da região, que se acham representados esquematicamente na Figura 4.

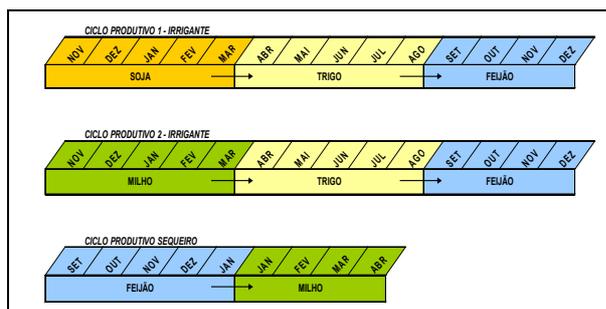


Figura 4 – Calendário Produtivo de Grãos

A modelagem estatística da produtividade agrícola adotou, como premissa principal, a aderência desse parâmetro à distribuição de Gauss, apoiando-se em trabalhos apresentados por Just e Wenin-

ger (1999) e Ker e Coble (2003). Na Figura 5, em caráter exemplificativo, mostra-se o resultado obtido para o milho de sequeiro.

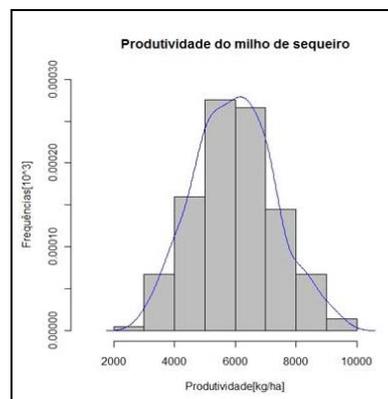


Figura 5 – Variabilidade da Produtividade Agrícola

Em relação ao levantamento feito para a apreciação dos preços médios de mercado dos produtos agrícolas, registra-se que foram utilizados dados provenientes de pesquisa de mercado feita junto à Companhia Nacional de Abastecimento (CONAB). Maiores detalhes sobre esse procedimento podem ser obtidos em Machado e Cordeiro Netto (2009a).

Em relação aos custos de produção, esses foram diferenciados em termos de cultura e modalidade de produção. Para tanto, adotaram-se planilhas de custos disponibilizadas no sítio da internet da EMATER/DF. Exceção é feita apenas ao trigo, para o qual se utilizaram informações da CONAB.

Também, a partir do arranjo produtivo concebido para a bacia do rio Preto (Figura 4), procurou-se inferir qual seria o volume médio captado nos mananciais da bacia para a produção irrigada, em especial aquele feito por meio de pivôs-centrais. O resultado dessa análise está apresentado na Figura 6.

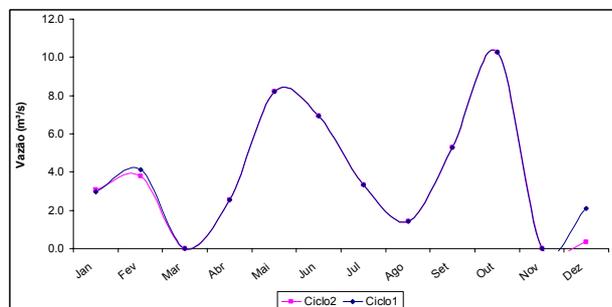


Figura 6 – Irrigação por Pivô-Central no Rio Preto

O primeiro passo para a confecção da curva de demanda foi efetuar o cálculo da renda bruta e do custo total de cada célula produtiva, entendida aqui como sendo a área delimitada por um pivô-central. Uma vez contabilizados esses dois fatores, a renda líquida da irrigação é obtida efetuando-se a diferença entre eles. De maneira análoga, pode-se, também, contabilizar quais seriam os custos e a renda percebida nessa mesma área de plantio, só que para o caso (hipotético) em que essa fosse destinada a um sistema de produção em sequeiro.

Com efeito, o valor da água é derivado utilizando-se a Equação 6. Tendo em vista o fato de a produtividade agrícola ter sido considerada como uma variável aleatória, aderente à distribuição Normal, os resultados obtidos para o valor da água também apresentaram uma variabilidade estatística. Como exemplo, na Figura 7, mostra-se a variação do valor da água calculado em toda bacia para o ciclo 1 de produção, bem como algumas estatísticas relevantes.

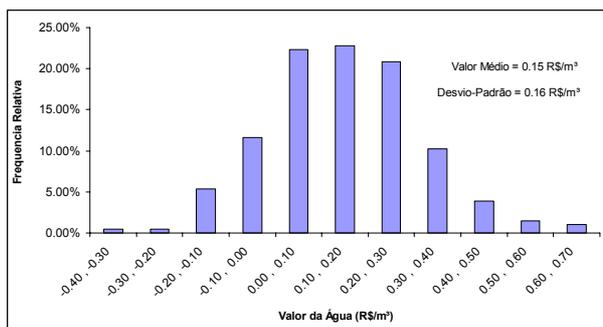


Figura 7 – Valor da Água para Irrigação - Ciclo 1

A partir desses últimos resultados, pôde-se construir uma curva de demanda pela água a partir da contabilização do benefício incremental que a água proporcionaria à próxima célula de irrigação. Esse benefício apresenta uma tendência decrescente, na medida em que o retorno marginal líquido decai quanto mais unidades do insumo água são consumidas. Com efeito, os dados de renda líquida, calculados para todas as células produtivas, foram ordenados de forma decrescente e, a partir dessa ordenação, procedeu-se ao cálculo da renda acumulada em toda bacia, que nada mais é do que o somatório desses valores de renda decrescente, armazenados em um novo vetor de dados. De forma análoga, ordenou-se o consumo d'água de cada célula produtiva em ordem decrescente e, após isso, pro-

cedeu-se à soma desses valores, gerando um vetor adicional contendo volumes de água acumulados.

A divisão do vetor de renda acumulada pelo vetor de volume acumulado resultou no benefício marginal da água para a irrigação. Todos esses valores, dispostos em um gráfico, correspondem à curva de demanda pela água utilizada para a irrigação. Na Figura 8, mostram-se os resultados alcançados para os dois ciclos produtivos estudados.

As curvas expostas nessa figura, embora contenham o formato esperado de uma função de demanda clássica, contêm algumas simplificações importantes em relação às premissas constantes do método da função de produção (Equação 6). Nesse caso, a função de produção Z , que seria uma função (não-linear) de vários insumos, incluindo a água, é substituída por uma constante: a produtividade (produção por hectare), fazendo com que a curva de demanda torne-se linear. Não obstante, o comportamento não-linear disposto nesse gráfico é essencialmente resultado das diferentes produtividades utilizadas para cada agricultor, via distribuição normal.

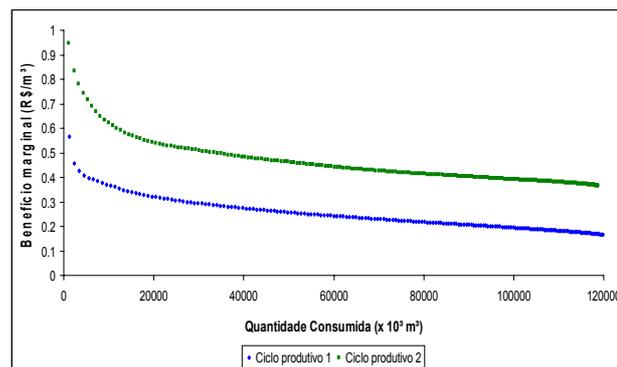


Figura 8 – Curvas de Demanda pela Água para a Irrigação

Outrossim, a curva de demanda agregada foi obtida a partir da soma das curvas de demanda de cada agricultor, ordenadas pela produtividade de forma decrescente. Com efeito, assume-se, implicitamente, que a alocação de água entre os irrigantes é feita de forma eficiente economicamente, ou seja, cada m^3 disponível será alocado primeiro para o agricultor que tem maior produtividade e, depois, para os que têm produtividade menor, o que, em realidade, dificilmente acontece na prática. De fato, acredita-se que esse tipo de alocação só ocorrerá se houver intervenção regulatória, ou seja, se a outorga (e fiscalização) assim o exigir ou se houver um mer-

cado de água estabelecido com os devidos sinais econômicos embutidos.

Demanda Econômica para a Energia Elétrica

A produção de energia elétrica na usina hidrelétrica de Queimado consiste em um segundo uso importante para a água na bacia do rio Preto. Essa usina está inserida no Sistema Interligado Nacional e, portanto, integra um dos sub-mercados de energia elétrica do país. A formação de preços nesses sub-mercados se dá por meio de simulações do modelo NEWAVE. De acordo com a metodologia desse modelo, os custos marginais de operação consistem em uma boa referência para o valor da água, uma vez que os mesmos refletem o custo de oportunidade de se utilizar a água estocada nos reservatórios das usinas hidrelétricas em detrimento do acionamento de unidades térmicas, essa análise sendo feita dentro do horizonte de planejamento do modelo, que é de cinco anos.

Contato junto ao ONS foi feito com intuito de adquirir os resultados de uma simulação corriqueira do modelo NEWAVE. Os resultados dessas simulações são apresentados em termos de Custo Marginal de Operação (CMO) e de Energia Natural Afluente (ENA) a cada subsistema. A ENA de um subsistema é o somatório do produto entre a vazão afluente e a produtibilidade acumulada de uma cascata de usinas, essa última entendida como sendo o conjunto de aproveitamentos hidrelétricos pertencentes às bacias hidrográficas que compõem esse mesmo subsistema. O parâmetro CMO exprime o custo incremental da operação do sistema associado a uma variação marginal de carga (demanda de energia) do mesmo (ONS, 2008b).

Uma ressalva quanto ao uso direto dos resultados do NEWAVE diz respeito ao fato de seu algoritmo de otimização não contemplar uma solução para cada usina individualmente (Pereira e Pinto, 1985). A convergência do modelo se dá em termos de cada um dos quatro grandes sub-sistemas (reservatórios equivalentes de energia), o que dificulta a validade de transposição direta dos resultados para casos mais específicos como o ora proposto.

Todavia, o fato de a UHE Queimado estar conectada ao SIN significa que o montante de energia produzida nessa usina, a cada instante, é determinado pelo planejamento realizado no âmbito do ONS, o qual avalia a operação e a confiabilidade do sistema como um todo. Assim, considera-se que, embora o regime hidrológico e a magnitude das vazões em Queimado possam diferenciar-se de ou-

tras bacias e regiões do Brasil, a sinergia causada pela interligação e centralização da operação de todo sistema elétrico brasileiro faz com que a energia produzida nessa usina possa ser valorada pelo custo marginal do sub-sistema Nordeste (que engloba o rio São Francisco, do qual o rio Preto é afluente), sem que, para isso, incorra-se em grande prejuízo em termos de consistência na avaliação.

Em realidade, sob o ponto de vista do sistema de transmissão, a UHE Queimado está conectada ao sub-sistema Sudeste/Centro-Oeste (ONS, 2008a). Todavia, a validade do uso dos resultados do sub-sistema Nordeste é respaldada pelas seguintes análises realizadas (Machado e Cordeiro Netto, 2009b): (i) a correlação das vazões afluentes à UHE Queimado com o parâmetro ENA da região Nordeste é substancialmente mais expressiva que a mesma relação verificada para o sub-sistema Sudeste/Centro-Oeste; (ii) os custos marginais de operação médios entre os sub-sistemas Sudeste e Nordeste, ao longo do histórico simulado (Figura 9), não apresentam diferenças significativas.

Essa última constatação provém do fato de haver intercâmbio de energia entre essas regiões. Essa compensação energética faz com o que o custo marginal de operação em qualquer sub-sistema seja igual ao valor do incremento de energia produzido na próxima usina (hidráulica ou térmica) mais barata, pertencente a qualquer um deles. A diferenciação observada na Figura 9, em alguns períodos, deve-se à limitação física de transporte dessas linhas de transmissão responsáveis pelo provimento do fluxo energético compensatório entre os sub-sistemas.

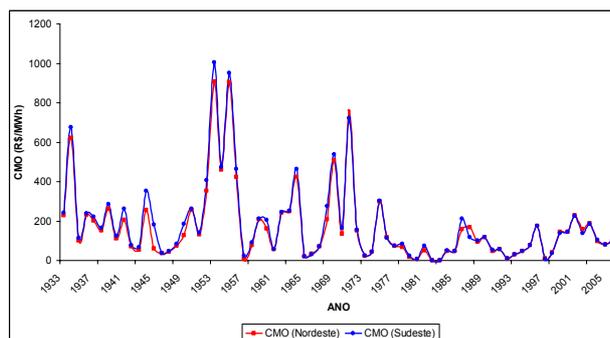


Figura 9 – Comparação entre CMOs

Com efeito, utilizaram-se integralmente os resultados da simulação do NEWAVE para a região Nordeste, como sendo referências adequadas para o valor da água turbinada na UHE Queimado. Ainda

sob esse aspecto, optou-se por estabelecer duas vertentes para o prosseguimento do cálculo do valor da água na geração hidrelétrica. A primeira delas envolve a consideração de todas as usinas que compõem a cascata do rio São Francisco – da qual a UHE Queimado faz parte - na análise do uso da água para a produção de energia no âmbito do rio Preto. Por questões de praticidade, denominou-se essa vertente de “caso 1”. A outra vertente adotada para a análise econômica do valor da água para a geração de energia foi a de se considerar apenas a usina de Queimado, descartando-se as demais usinas de jusante. Nessa vertente, à qual se atribuiu a denominação de “caso 2”, apenas a produtibilidade de Queimado foi considerada quando da confecção da segunda curva de demanda.

A distribuição empírica de frequências do valor da água para o segundo caso pode ser conferida na Figura 10. A curva de demanda para o uso da água na geração de energia elétrica, sob as hipóteses estabelecidas no segundo caso, é disposta na Figura 11. Maiores detalhes sobre critérios de conversão de unidades e premissas adotadas na confecção de curvas similares, assim como os gráficos resultantes do primeiro cenário, podem ser consultados em Machado e Cordeiro Netto (2009b).

Na Figura 11, a maior dispersão de dados verificada para o intervalo de vazões menores de 60 m³/s pode ser explicada pelo intercâmbio de energia que há entre os subsistemas do SIN, o qual é tanto mais significativo quanto menores forem as aflúncias a um subsistema. Outrossim, análise a que se procedeu sobre essa questão em Machado e Cordeiro Netto (2009b) mostrou grande fluxo de energia da região Sudeste para a Nordeste, o que explica a maior variabilidade dos valores de CMO em Queimado, especialmente nos períodos de estiagem.

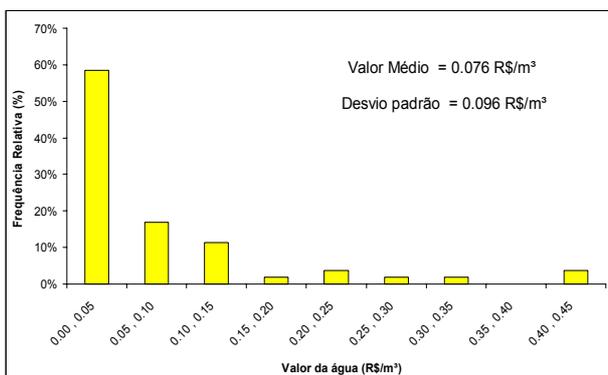


Figura 10 - Valor da Água para a Energia Elétrica – Caso 2

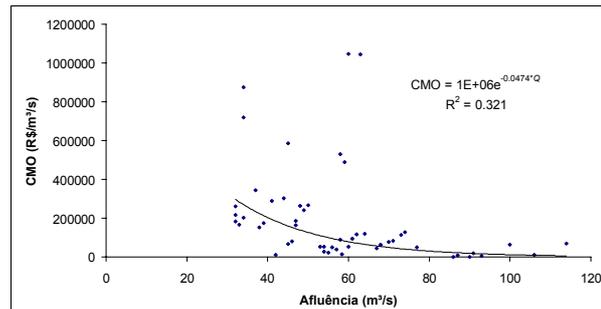


Figura 11 – CMO em Termos da Afluência – Caso 2

Análise de Alocação da Água no rio Preto

Como última etapa analítica do presente trabalho, propôs-se efetuar uma análise de alocação da água aplicada à bacia do rio Preto, mediante utilização do módulo de alocação econômica desenvolvido por Baltar (2001), o qual foi posteriormente agregado ao aplicativo Aquanet® (Porto *et al.* 2003).

Antes de proceder à construção de cenários de alocação da água na bacia do rio Preto, julgou-se importante apreciar as quatro curvas econômicas construídas - associadas aos dois usos em questão - em um mesmo gráfico, no qual elas pudessem ser confrontadas sob um mesmo patamar de vazões (Figura 12). Nesse sentido, à dispersão de pontos de cada uma delas foi ajustado um modelo de regressão estatística que mantivesse o caráter assintótico e decrescente esperado de uma curva clássica de demanda. O modelo escolhido, em ambos os casos, foi o de uma função exponencial de formato $y = Ce^{kx}$, em que se C e k são parâmetros estimados na análise de regressão.

Em relação à irrigação, sabe-se, da exposição feita até aqui, que a principal diferenciação entre os dois ciclos estudados corresponde aos parâmetros produtividade, valores de mercado de insumos e preços dos produtos agrícolas. Esses, por sua vez, como se pode notar na Figura 12, têm uma importante influência sobre o valor da água utilizada para a irrigação. Como primeira conclusão, pode-se inferir que a alteração dessas variáveis implica em diferenças importantes para os benefícios marginais computados.

De forma análoga, a diferença de patamar observada entre as duas curvas de energia elétrica na Figura 12 ressalta uma sensibilidade muito importante em relação à produtibilidade de cada usina. Basicamente, o que diferenciou os dois casos avaliados foi o ganho de escala do conjunto das usinas do São Francisco em relação a Queimado isoladamente.

Não obstante, esperar-se-iam diferenças significativas se a mesma comparação fosse feita entre pares de usinas, devido a grandes diferenças que há nos valores de produtibilidades (eficiência na conversão de água em energia) de cada planta hidrelétrica (vide ONS, 2008b).

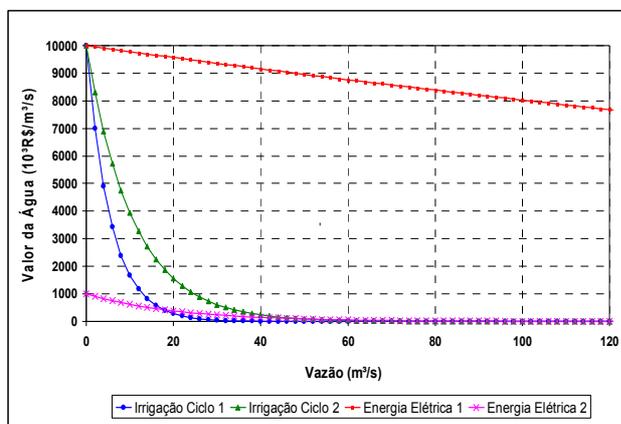


Figura 12 – Curvas de Demanda pela água no rio Preto

A última etapa analítica consistiu em se construir cenários de alocação no rio Preto, com vistas à avaliação e à contabilização dos efeitos econômicos oriundos da adoção das diferentes curvas às demandas caracterizadas nessa bacia hidrográfica. Nesse sentido, representou-se o sistema hídrico da bacia do rio Preto em uma rede de fluxo, composta por nós e arcos, em consonância com a arquitetura usual dos modelos MODSIM e Aquanet. Os irrigantes localizados a montante de Queimado foram agrupados em uma demanda única, de magnitude igual ao somatório dos seus respectivos consumos individuais. De forma análoga, foi também criada uma demanda para os irrigantes localizados a jusante. A configuração dessa bacia em uma rede de fluxo é mostrada na Figura 13.

Como informações de entrada para alimentar o aplicativo de rede de fluxo, utilizaram-se informações disponíveis nas seguintes referências: Eletrobrás (2008), ONS (2004) e CEMIG (2008). A taxa de desconto sobre o capital foi fixada em 12% ao ano e adotou-se uma tolerância de 5% sobre as metas de consumo (demandas). A simulação levou em conta as afluições dispostas em ONS (2008a), cujo período de extensão vai de 1931 a 2006. Os valores dos benefícios econômicos são contabilizados em cada instante da série histórica simulada (cuja base é mensal) e trazidos para um instante

único de comparação temporal (normalmente o presente), a partir da taxa de desconto especificada.

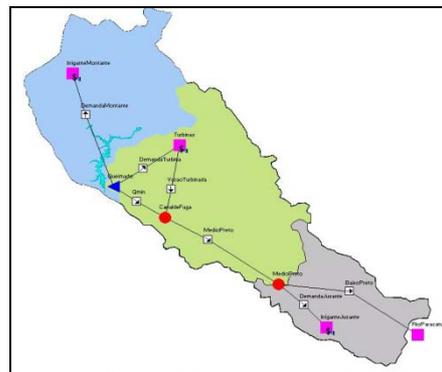


Figura 13 – Rede de Fluxo da bacia do rio Preto

Foram considerados três casos de simulação. No primeiro deles, a curva de benefício marginal referente ao Ciclo 2 de produção a montante (nó *Irrigante Montante*) foi atribuída à demanda para a irrigação. Já para os irrigantes a jusante (nó *Irrigante Jusante*), atribuiu-se a curva do Ciclo 1. Em relação à energia elétrica, associou-se a curva de número um – a de maior valor agregado – à água turbinada.

A segunda simulação adotou a troca das curvas de irrigação entre suas respectivas demandas e, quanto à energia elétrica, também se alterou a curva de número um para a de número dois.

O último cenário manteve a curva de número 2 para a energia elétrica, trocando-se, novamente, apenas as curvas entre os irrigantes, com intuito de aferir a sensibilidade do critério alocativo apenas entre os agricultores.

Na Tabela 1, apresentam-se, de forma resumida, os resultados obtidos para os três casos e, no segundo quadro, mostram-se os benefícios totais de cada cenário trazidos para o mesmo instante de tempo inicial de análise.

Tabela 1 – Resultados dos Cenários Analisados

Demanda	Frequencia abaixo da demanda (%)			Benefício anual médio (10³R\$ / 10³m³)		
	Cen. 1	Cen. 2	Cen. 3	Cen. 1	Cen. 2	Cen. 3
Irrigante Jusante	0,0	0,0	0,0	3,203	3,467	3,203
Irrigante Montante	24,45	0,11	0,11	3,272	2,713	3,159
Queimado	28,84	28,84	28,84	3,642	0,178	0,237

Tabela 2 – Benefício Total de Cada Demanda

Demanda	Valor Presente Líquido (10³R\$)		
	Cen.1	Cen.2	Cen.3
Irrigante Jusante	1.004.851	1.087.967	1.004.851
Irrigante Montante	1.581.261	1.915.108	2.230.268
Queimado	33.919.970	1.602.964	1.602.964

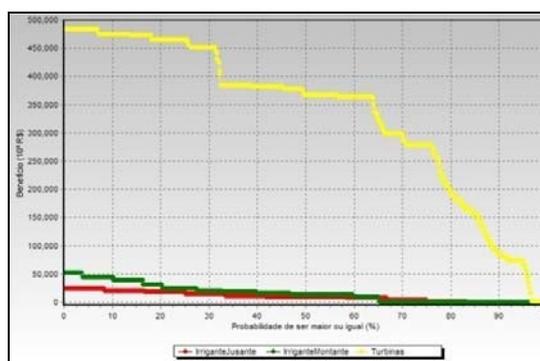
Análise dos Resultados

A análise das informações dispostas na Tabela 1 mostra que, em consonância com as curvas econômicas levantadas, houve forte disputa pela água no primeiro caso de simulação, notadamente em relação aos irrigantes localizados a montante do lago de Queimado e a produção de energia nessa usina. Esses dois usuários apresentaram déficits importantes no atendimento de suas respectivas demandas (25% do tempo para a irrigação e 29% para a energia elétrica).

Esses déficits representam, com efeito, a percentagem do tempo em que não foi possível atender à demanda estipulada em cada um dos três usuários, a partir das prioridades de alocação computadas automaticamente pela rotina de otimização. Não obstante, cabe também ressaltar que o motivo de a frequência de não-atendimento à demanda ter sido igual em todos os cenários para a usina de Queimado está associado ao fato de que essa foi computada como sendo a média da vazão turbinada desde o início de sua operação (CEMIG, 2008) e, portanto, em razão dessa demanda ser significativa em relação à flutuação das vazões em Queimado, os déficits computados refletem períodos de baixa afluência ao seu reservatório, não tendo, assim, qualquer relação com a prioridade de alocação da água definida na bacia nesses instantes de tempo.

No que tange aos aspectos econômicos, nota-se que a energia elétrica obteve o maior benefício relativo (R\$/m³) médio entre as três demandas analisadas, bem como o maior valor presente líquido, quando se confrontam os números do primeiro cenário. Esses benefícios refletem a média aritmética, ao longo do histórico simulado, dos benefícios econômicos percebidos em cada mês, estes divididos pela quantidade de água consumida nesse mesmo intervalo de tempo. Dessa forma, tal resultado reflete, em suma, a prioridade de alocação associada à

curva 1 de energia nesse cenário, uma vez que, em consonância com o apresentado na Figura 12, ela é a curva que apresenta o maior benefício marginal para quaisquer faixas de vazões observadas no rio Preto. Na Figura 14, em caráter ilustrativo da presente exposição, mostram-se as curvas de permanência para o benefício econômico médio auferido pelos usuários ao longo do primeiro cenário simulado.



**Figura 14 - Benefícios das demandas no rio Preto
Cenário 1**

Comparando-se os resultados do segundo cenário em relação ao primeiro, infere-se que houve uma queda significativa da renda auferida pela usina de Queimado – 95% em termos relativos. Com efeito, constata-se que há grande sensibilidade no resultado da análise quando se pressupõe o computador do benefício econômico advindo da cascata de usinas que compõem a macro-bacia em análise (rio São Francisco), visando a estabelecer critérios de alocação da água. No caso mais específico da agricultura, nota-se que os déficits percebidos pelos irrigantes a montante no primeiro caso praticamente inexistem nos segundo e terceiro cenários, fato esse que provém, também, da atribuição da curva 2 de energia a Queimado – o que muda a ordem de priorização de alocação na bacia.

Na Figura 15, dispõem-se os benefícios econômicos entre as três demandas para o segundo cenário de simulação.

Ao se comparar esse resultado com o primeiro caso, nota-se importante diferença entre os patamares de benefício econômico auferidos pela usina quando a mesma é avaliada isoladamente ou em conjunto com as demais hidrelétricas situadas a jusante. Também, nesse caso, embora os agricultores a montante tenham tido mais água à sua disposição em relação à primeira simulação, o fato de a eles ter sido atribuída uma curva de menor benefício mar-

ginal fez com que os seus ganhos sofressem uma diminuição, tanto em termos relativos (vide Tabela 1), quanto em termos absolutos (vide Tabela 2 e Figuras 14 e 15).

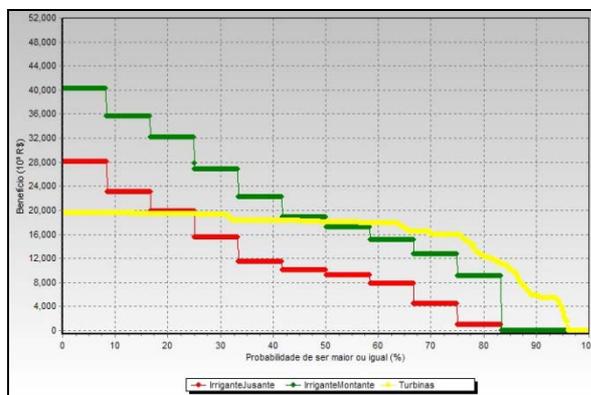


Figura 15 - Benefícios das demandas no rio Preto
Cenário 2

Essa mesma mudança de curvas entre os irrigantes na segunda simulação, por sua vez, fez com que os benefícios econômicos para os agricultores a jusante aumentassem em relação ao primeiro cenário. Com efeito, essa sensibilidade entre as duas curvas de irrigação pode ser melhor analisada comparando-se os resultados da Figura 16 com as permanências já disponibilizadas na Figura 15.

É interessante notar, portanto, que, nesse último caso, houve incremento das distâncias ente as duas curvas de permanência de benefício dos irrigantes em relação ao segundo cenário sendo que, em termos médios, isso representou aumento de 16% para aqueles localizados a montante e diminuição de cerca de 8% para os posicionados a jusante.

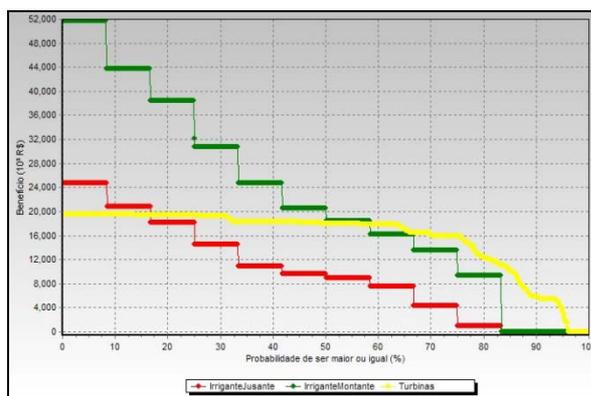


Figura 16 - Benefícios das demandas no rio Preto
Cenário 3

CONCLUSÕES

Considera-se importante destacar, primeiramente, que o procedimento analítico desenvolvido e adotado, assim como os resultados apresentados, mostraram a pertinência de se estabelecerem critérios regulatórios baseados na racionalidade econômica em questões envolvendo alocação de recursos hídricos. A análise de sensibilidade desenvolvida mostrou que os benefícios/prejuízos auferidos pelos agentes usuários, na bacia estudada, podem ser de grande monta, a depender da curva de demanda escolhida para compor cada uma das demandas envolvidas. Essa última constatação e, ademais, as simplificações metodológicas adotadas ao longo deste trabalho, expõem o grande desafio conceitual e metodológico envolvido no trato econômico da água, notadamente no que diz respeito à construção de curvas de demanda representativas dos diferentes usos e usuários. Em contrapartida, a despeito das limitações expostas, acredita-se, terem sido alcançadas algumas contribuições importantes nesse sentido no presente estudo.

A valoração econômica da água, além de ser um fundamento previsto na legislação brasileira, é um instrumento importante à eficácia dos modelos de gestão de recursos hídricos. Todavia, tendo em vista a complexidade associada ao uso desse recurso natural, envolvendo aspectos que vão desde sua ocorrência estocástica até a diversidade de fatores intervenientes em suas características física, química e biológica, não é trivial a adoção de mecanismos econômicos para o gerenciamento da água. Somam-se a esses aspectos fatores de cunho político e institucional, além da multiplicidade de objetivos em torno dos múltiplos usos da água.

Um primeiro aspecto importante na realização de uma análise econômica aplicada à regulação no uso da água diz respeito a uma criteriosa avaliação da realidade econômica em que se dá o uso da água. Tal avaliação deve perseguir uma completa delimitação das variáveis econômicas envolvidas em cada modalidade de uso da água. A depender dessa realidade, diferentes serão os métodos analíticos mais adequados à sua valoração – função de produção, valoração contingente, preços hedônicos, entre outros. Destaca-se que, não obstante essa avaliação, a estimativa do valor econômico da água necessariamente recai nas dimensões ambiental e social associadas à dinâmica dos processos produtivos. Essas duas vertentes, por sua vez, requerem a internalização das externalidades, as quais, por si só, constitu-

em em grandes desafios sob os pontos de vista metodológico e conceitual.

Em relação ao procedimento preconizado neste artigo, não foram consideradas quaisquer externalidades para os usos irrigação e produção de energia elétrica. Seria desejável que análises futuras incorporassem uma abordagem mais robusta para a aferição do valor da água associado a essas ou a demais atividades econômicas, que levantasse os impactos causados, no meio ambiente e na sociedade, pelas atividades produtivas em que a água seja um dos fatores principais envolvidos.

A disposição das curvas de demanda econômica em um mesmo gráfico, bem como a posterior análise dos efeitos da alocação realizada no Acquanet, mostrou que os resultados da simulação econômica obtida para as duas modalidades de uso da água sofreram influência importante - e direta - dos parâmetros e critérios de partida. Como se pode notar da contraposição das duas curvas de irrigação na Figura 12, cuja única diferença de concepção foi a primeira cultura de cada ciclo, há um descolamento importante entre os dois gráficos para valores abaixo dos 60 m³/s, o que, por conseguinte, mostra a influência direta do parâmetro produtividade dos grãos sobre o resultado alcançado.

Infere-se, portanto, por conta do constante avanço tecnológico a que os processos de produção estão submetidos, que o procedimento analítico ora construído é dinâmico e, dessa maneira, deve ser continuamente atualizado, não só por conta da evolução da eficiência na produção, mas em relação à sua metodologia propriamente dita – pesquisa de novas distribuições estatísticas para a produtividade agrícola, levantamento de curvas econômicas que considerem a operação de usinas de forma individualizada -, além das não menos importantes oscilações de preço de mercado das *commodities* envolvidas, notadamente, grãos agrícolas, petróleo e carvão (esses últimos relacionados ao custo da operação de usinas termelétricas).

A alocação de água também sofre influência direta das decisões políticas das áreas agrícola e energética, as quais são fortemente influenciadas pelos respectivos planejamentos setoriais governamentais. O plantio de culturas de maior valor agregado, como frutas ou legumes, elevam sobremaneira a renda líquida específica por metro cúbico de água captado do manancial hídrico e, por conseguinte, o valor da água para irrigação. Por outro lado, a opção de construção de mais centrais termelétricas, em detrimento de usinas hidráulicas, aumenta o custo de oportunidade da utilização da água estocada nos

reservatórios hidrelétricos e, como consequência, o valor da água para a produção de eletricidade.

Com efeito, tem-se, nessa vertente analítica, pautada pelos critérios marginalistas da ciência econômica, a maximização do produto econômico gerado na bacia e premia-se aquela atividade que usa o recurso hídrico de maneira mais eficiente, sem fazer distinção de uso, de volume requerido, ou de poder de barganha de um setor frente aos demais, consoante, portanto, com uma visão mais contemporânea do conceito de desenvolvimento sustentável.

REFERÊNCIAS

- AZEVEDO, L.G.T.; PORTO, R.L.L. e ZAHED FILHO, K. (2002). "Modelos de Simulação e de Rede de Fluxo". In: Porto, R.L.L. (Organizador). *Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos*. Editora da UFRGS/ABRH, Porto Alegre, Brasil, 165-237.
- BALTAR (2001). *Sistema de Apoio à Decisão para Avaliação Econômica da Alocação de Recursos Hídricos: Aplicação à Barragem do Descoberto*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 117p.
- CEMIG (2008). *Histórico de Vazões turbinadas na UHE Queimado*. Contato estabelecido com técnicos dessa instituição via correio eletrônico.
- ELETROBRÁS (2008). *Sistema de Informações sobre o Potencial Hidrelétrico Brasileiro – SIPOT*. ELETROBRÁS. Acesso em setembro de 2008.
- HEINZ, I., PULIDO-VELASQUEZ, M., LUND, J.R. e ANDREU, J. (2007). "Hydro-economic Modeling in River Basin Management: Implications and Applications for the European Water Framework Directive". *Water Resources Management*, 21, 1103-1125.
- JUST, R.E. e WENINGER, Q. (1999). "Are Crop Yields Normally Distributed?" *American Journal of Agricultural Economics*, 81 (2), 287-304.
- KER, A.P. e COBLE, K. (2003). "Modeling Conditional Yield Densities". *American Journal of Agricultural Economics*, 85 (2), 291-304.
- LABADIE, J., BALDO, M. e LARSON, R. (2000). "MODSIM: Decision support system for river basin management". *Documentation and user Manual*. Department of Civil Engineering, Colorado State University, Ft. Collins, Colorado, USA.
- MACHADO, B.G.F. e CORDEIRO NETTO, O.M. (2009a). *Construção de Curva de Demanda Econômica para Uso da Água na Irrigação: o caso da bacia do rio Preto*. In: XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Campo Grande, MS.

- MACHADO, B.G.F. e CORDEIRO NETTO, O.M. (2009b). *Construção de Curva de Demanda Econômica para a Produção de Energia Elétrica: o caso da usina hidrelétrica de Queimado*. In: XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Campo Grande, MS.
- MOREIRA, A.R.B., SEROA DA MOTTA, R. e ROCHA, K. (2003). "A Expansão do Setor Elétrico Brasileiro de Energia Elétrica: Falta de Mercado ou de Planejamento." *Notas Técnicas*. Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA), Rio de Janeiro, Brasil. 17p.
- MUELLER, C.C. (2007). *Os Economistas e as Relações entre o Sistema Econômico e o Meio Ambiente*. Editora Universidade de Brasília, Brasília, Brasil. 562 p.
- ONS (2004). *Evaporações Líquidas nas Usinas Hidrelétricas*. Operador Nacional do Sistema Elétrico, Rio de Janeiro, Brasil. 61p.
- ONS (2008a). *Sítio Institucional do Operador Nacional do Sistema Elétrico*. Disponível em <www.ons.org.br>. Acesso em abril de 2008.
- ONS (2008b). *Relatório Mensal de Previsão de Vazões e Geração de Cenários de Afluências*. Operador Nacional do Sistema Elétrico, Rio de Janeiro, Brasil. 58p. Disponível em <www.ons.org.br>. Acesso em novembro de 2008.
- PEREIRA, M.V.F. e PINTO, L.M.V.G. (1985). "Stochastic Optimization of a Multireservoir Hydroelectric System: A Decomposition Approach". *Water Resources Research*, 21 (6), 779-792.
- PEREIRA, M.V.F. (1989). "Optimal Stochastic Operations Scheduling of Large Hydroelectric Systems". *Electrical Power and Energy Systems*, 11 (3), 161-169.
- PORTO, M. e LOBATO, F. (2004). "Mechanisms of Water Management: Economics Instruments and Voluntary Adherence Mechanisms". *Revista de Gestão de Água da América Latina*, 1 (2), 131-146, Santiago, Chile.
- PORTO, R.L.L., ROBERTO, A.N., SCHARDONG, A., MELLO JÚNIOR, A.V., TEIXEIRA, C.A., OLIVEIRA, C.P.M., CASTRO, H.L., LISBOA NETO, H., PALOS, J.C.F., ZAHED FILHO, K., PORTO, M., CARVALHO, M.A. e MARCELLINI, S.S. (2003). "Sistema de suporte à decisão para análise de sistemas de recursos hídricos". In: VIERIA DA SILVA, R.C. (Editor). *Métodos Numéricos em Recursos Hídricos* 6. Editora da ABRH, Porto Alegre, Brasil, 93-240.
- SANO, E.E., LIMA, J.E.F.W., SILVA, E.M. e OLIVEIRA, E.C. (2005). "Estimativa da Variação na Demanda de Água para Irrigação por Pivô-Central no Distrito Federal entre 1992 e 2002." *Engenharia Agrícola*, 25 (2), 508-515, Jaboticabal, São Paulo, Brasil.
- SEINFRA (2006). *Plano de Gerenciamento Integrado de Recursos Hídricos do Distrito Federal*. Secretaria de Infra-Estrutura e Obras do Distrito Federal, Brasília, Brasil.
- SEROA DA MOTTA, R. (2008). *Manual para Valoração Econômica de Recursos Ambientais*. Ministério do Meio Ambiente, dos Recursos Hídricos e da Amazônia Legal, Brasília, Brasil.
- YOUNG, R.A. (1996). *Measuring Economics Benefits for Water Investments and Policies*. World Bank Technical Paper No. 338. The World Bank, Washington D.C., U.S.A.

Economic Analysis Applied to the Decision-Making Process of Water Allocation Among Irrigation and Energy Production

ABSTRACT

One of the main reasons for adopting economical instruments as management tools in water resources planning issues remains the possibility of making economic markets internalize the water economic value in their respective productive processes. Therefore, this article presents a methodological procedure for water allocation analyses, focusing on two relevant uses – irrigation and energy production –, which considers water as an important input of each of these economic activities. Hence, demand curves were estimated and an analytical process was developed for evaluating water allocation trade-offs in a case-study applied to the Preto River basin, Brazil. The technique employed for measuring water value in irrigation was the residual imputation approach; for estimating water's economic value in energy production, simulations of a stochastic dual dynamic programming model - utilized in the Brazilian's electricity sector planning - were incorporated. As a result, one might consider that this methodological approach can be very useful for institutions concerned with water resources regulatory practices, since it establishes priorities for water supplies based on the marginal benefits that each of the uses involved can in fact provide and enhances the maximization of the basin's economic profit.

Key-words: *Economic Analysis, Water Allocation, Irrigation, Energy Generation.*

Gestão das Águas Subterrâneas no Estado da Paraíba: Proposta de Modelos de Cobrança

José Augusto de Souza

Companhia de Água e Esgotos da Paraíba – CAGEPA

jotaaugusto@gmail.com.br

Márcia Maria Rios Ribeiro, Zédna Mara de Castro Lucena Vieira

Universidade Federal de Campina Grande - UFCG

mm-ribeiro@uol.com.br, zedvieira@globo.com

Recebido: 06/06/10 - revisado: 15/09/10 - aceito: 27/10/10

RESUMO

O uso das águas subterrâneas nas mais diversas atividades humanas, sobretudo nas atividades agrícolas, tem crescido de forma desordenada em vários locais do mundo. A superexploração e a falta de legislações específicas para gerir o uso desse recurso são motivos de preocupação para os estudiosos dessa área. Embora o novo modelo brasileiro de gestão de recursos hídricos prescreva o uso de instrumentos econômicos para induzir o uso racional da água, verifica-se uma maior ênfase no desenvolvimento de modelos de cobrança pelo uso de águas superficiais. Neste sentido, este trabalho, tendo como área de estudo a bacia sedimentar costeira da Região do Baixo Curso do Rio Paraíba, na Paraíba, apresenta a aplicação de dois modelos de cobrança pelo uso de recursos hídricos subterrâneos – o primeiro, arrecadatório, onde são definidos coeficientes de ponderação que buscam adequar os valores da cobrança às características de sazonalidade, qualidade e disponibilidade das águas subterrâneas; o segundo, consistindo em uma aplicação da metodologia de preços ótimos – que poderão subsidiar a gestão dos recursos hídricos subterrâneos no Estado da Paraíba.

Palavras-Chave: Instrumento econômico, bacia sedimentar costeira, política brasileira de recursos hídricos.

INTRODUÇÃO

Até o final do século passado, era comum falar das águas subterrâneas como o maior reservatório de água doce do mundo, verificando-se o aumento do seu uso no atendimento das crescentes demandas do uso humano. Por exemplo, nos países da União Européia, cerca de 80% da população dependem da água subterrânea para seu abastecimento e, mais recentemente, tais recursos hídricos começam a ser mais e mais utilizados em atividades do setor industrial – para arrefecimento, por exemplo – e na agricultura. (EUROPEAN COMMUNITIES, 2008). Contrário a essa idéia, é que Albuquerque (2004) aponta para um novo modelo de gestão dos recursos hídricos, segundo o qual a exploração das águas subterrâneas não deve ser dissociada do aproveitamento das águas de superfície, devendo-se considerar ambas no contexto da bacia hidrográfica, a unidade de planejamento e de avaliação natural, ideal e legal destes recursos, além de considerar a ligação íntima ao sistema superficial, que traduz a

função de regularização e preservação que estes recursos exercem sobre os ecossistemas ambientais, o que o torna um recurso renovável.

No Brasil, nas principais capitais litorâneas, é possível perceber as consequências do uso desordenado de água subterrânea, através do rebaixamento dos cones dos poços e da intrusão da cunha salina, que alteram quantitativa e qualitativamente o regime das águas nestas áreas. Para incentivar a racionalização do uso dos recursos hídricos, verifica-se a tendência da adoção de instrumentos econômicos, conforme pode ser depreendido dos trabalhos de Cepa (1997), Seroa da Motta et al. (1998), Pompeu (2000) e Mohapatra e Mitchell (2009), entre outros.

No Brasil, a Lei 9.433/97 estabelece a cobrança pelo uso de recursos hídricos como instrumento da Política Nacional de Recursos Hídricos. Em escala global, predominam os estudos e as experiências relacionados à cobrança pelo uso dos recursos hídricos superficiais, com ênfase à utilização de modelos de cobrança arrecadatórios (ou *ad hoc*, cuja finalidade principal é subsidiar as ações de gerenciamento da bacia hidrográfica), embora alguns mo-

delos econômicos (fundamentados na teoria econômica neoclássica, e que objetivam atender pelo menos um dos princípios econômicos básicos, a saber, a eficiência econômica, a equidade e a autosuficiência financeira) venham sendo sugeridos (Carrera-Fernandez; Garrido, 2000; Carrera-Fernandez; Pereira, 2002; Damásio, 2004; Freire, 2005; Medeiros; Ribeiro, 2008; entre outros).

Alguns autores, como por exemplo, Kemper et. al., (2003) e Albuquerque (2004), atentam para abordagens em que se diferenciem as águas subterrâneas das superficiais, de modo que esta diferença possa ser refletida, também, no que se refere ao valor a ser cobrado pelo seu uso – por razões que variam desde a sua complexa dinâmica no ciclo hidrológico, às especificidades dos processos hidrogeológicos, ao elevado padrão de qualidade normalmente apresentado, bem como às dificuldades em reverter sua poluição –, reconhecendo a sua condição de recurso natural nobre, restrito a alguns tipos de usos.

Desta maneira, este trabalho apresenta dois modelos de cobrança pelo uso de recursos hídricos subterrâneos – o primeiro, arrecadatório, onde são definidos coeficientes de ponderação que buscam adequar os valores da cobrança às características de sazonalidade, qualidade e disponibilidade das águas subterrâneas; e o segundo, consistindo em uma aplicação da metodologia de preços ótimos (Carrera-Fernandez; Garrido, 2000) –, aplicados às águas subterrâneas de uma porção da bacia sedimentar costeira da Região do Baixo Curso do Rio Paraíba, situada na área litorânea do estado da Paraíba.

CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A bacia sedimentar costeira da Região do Baixo Curso do Rio Paraíba (Figura 1), considerada como área de estudo, é caracterizada pelo embasamento de rochas metamórficas e ígneas do Complexo Cristalino Pré-Cambriano. É preenchida por sedimentos de fácies continentais e marinhas, reunidas sob a denominação de Grupo Paraíba, o qual, por sua vez, é subdividido entre as formações Beberibe/Itamaracá e Gramame. (ASUB-PB, 2009)

Economicamente, esta é a região mais desenvolvida de toda a bacia hidrográfica do rio Paraíba. Nela são encontradas as maiores áreas agrícolas do Estado, respondendo por toda a produção de lavouras de cana-de-açúcar, abacaxi, entre outras. Além disso, comporta o maior núcleo populacional do Estado, representado pela Região Metropolitana

da João Pessoa, que agrupa as cidades de Santa Rita, Bayeux, João Pessoa e Cabedelo (totalizando 976.198 habitantes).



Figura 1 – Bacia Sedimentar Costeira do rio Paraíba

Fonte: Barbosa et. al., (2003)

Os usos mais expressivos de água subterrânea na área estudada são: (a) o abastecimento humano, que engloba os abastecimentos urbano, rural, comunitário e comercial; (b) o uso industrial; e (c) o uso na irrigação (AESA, 2009).

A cobrança pelo uso da água bruta está prevista na legislação paraibana de recursos hídricos, na Lei 6.308/96 (alterada pela lei 8.446/07), que institui a Política Estadual de Recursos Hídricos do Estado da Paraíba, na Resolução 07/09 do CERH-PB. É esta Resolução que, juntamente com a Deliberação nº 01/08 do Comitê de Bacia Hidrográfica do rio Paraíba (CBH-PB), subsidia o presente trabalho, no sentido de indicar, de forma genérica, os principais critérios para formulação da cobrança pelo uso da água nas bacias hidrográficas deste Estado, como por exemplo, os preços (P) por tipo de uso, o volume anual outorgado pelo órgão gestor (Vol), e um conjunto de coeficientes (K), de características específicas, que irão diferenciar a cobrança em vários aspectos.

MODELO ARRECADATÓRIO (*Ad hoc*) PROPOSTO

Tendo por fundamento a formulação básica da cobrança, definida na legislação paraibana de recursos hídricos, o modelo arrecadatório proposto consiste na definição de alguns coeficientes de ponderação, que devem refletir fatores de ordem qualitativa. As Equações 1 e 2 indicam a formulação

ção ora proposta para a cobrança pelo uso de recursos hídricos subterrâneos.

$$\text{Cobrança} = \text{Vol} \times (K_s \times K_{\text{Classe}} \times K_{\text{Disp}}) \times \text{PUR} \quad (1)$$

Onde: *Vol* é o volume anual (outorgado ou medido) (m³/ano); um conjunto de coeficientes adimensionais em que, *K_s* é o coeficiente de sazonalidade; *K_{classe}* é o coeficiente de classe de enquadramento; *K_{disp}* é o coeficiente de disponibilidade hídrica; *PUR* é o Preço Unitário de Referência, (R\$/m³). Os coeficientes aqui propostos foram definidos da seguinte forma:

- I. *Coefficiente de Sazonalidade (K_s)* – objetiva diferenciar a cobrança, de acordo com a distribuição da precipitação. Tem o(s) seu(s) valor(es) definido(s) com base no balanço hídrico (BH), calculado através do método de Thornthwaite e Mather (1955), o qual contabiliza o quantitativo hídrico de uma região através da precipitação (mm) medida em escala diária, da temperatura média diária (°C) e do balanço de energia (W/m²). Deste modo, o coeficiente assume o valor de 0,55 para o período chuvoso e de 1,83 para o período seco.
- II. *Coefficiente de Classe de Enquadramento (K_{classe})* – que diferencia a cobrança em função da classe em que a água subterrânea esteja classificada, considerando o disposto na Resolução nº 396, de 03 de abril de 2008, do Conselho Nacional de Meio Ambiente – CONAMA. Seus valores são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1-Valores do coeficiente de Enquadramento.

Enquadramento – CONAMA – Resolução-396/08		
Classe esp.	Vazão ecológica	
Classe 1	Qualquer uso	1,5
Classe 2	Alguns usos	1,3
Classe 3	Poucos usos	1,2
Classe 4	Usos Menos restritos	1,0
Classe 5	Sem requisito de uso	

- III. *Coefficiente de Disponibilidade* – o qual tem como parâmetro de definição o Índice de Ativação da Disponibilidade (IAD), que relaciona a Disponibilidade Atual e a Disponibi-

lidade Máxima de água subterrânea (IAD = $\text{Disp}_{\text{Atual}}/\text{Disp}_{\text{Máx}}$). O IAD para a área de estudo tem o valor de 0,6, indicando que 60% da água subterrânea da área de estudo já estão sendo utilizados nos diversos usos (AESAs, 2006). Os valores dos coeficientes de Disponibilidade estão expressos na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores do Coeficiente de Disponibilidade.

IAD	K _{disp}	Categoria
0 < IAD < 0,5	1,0	Alta
0,5 ≤ IAD < 0,9	1,3	Média
0,9 ≤ IAD ≤ 1	1,5	Baixa

- IV. *Coefficiente de Investimentos* – que contempla as ações dos usuários em investimentos estruturais que beneficiem a bacia hidrográfica. Este coeficiente pode favorecer o usuário, reduzindo em até 50% o valor total cobrado anualmente, mediante a devida comprovação de despesas previamente autorizadas pelo órgão gestor (CBH-PB, 2008).

Dessa forma, a arrecadação total passível de ser auferida poderá ser escrita da seguinte forma:

$$\text{Cobrança}_{\text{Total}} = \text{Cobrança} - K_{\text{Inv}} \quad (2)$$

Onde $\text{Cobrança}_{\text{Total}}$ é a arrecadação total nos períodos sazonais, em R\$/ano, *Cobrança*, é a arrecadação por período sazonal, em R\$/ano; e *K_{inv}* (R\$/ano) é o coeficiente de investimentos em ações na bacia hidrográfica, os quais são definidos a seguir (Souza, 2010).

Simulação da arrecadação usando o modelo arrecadatário proposto

Os dados do volume anual outorgado, para cada uso, foram obtidos do Cadastro de Outorgas da Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba (AESAs, 2009), considerando-se as outorgas vigentes e vencidas, no período compreendido entre 2001 e 2009.

A influência dos coeficientes na arrecadação fica explícita, quando comparada com os valores obtidos a partir da Equação 1 (modelo básico de

cobrança), na qual o valor do conjunto de coeficientes K seria igual a 1, conforme proposto na legislação que regulamenta a cobrança no Estado da Paraíba. Esses valores são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Arrecadação com aplicação do modelo básico.

Vol (out)	Uso	PUR	K	Valor
(m ³ /ano)		(R\$/m ³)		R\$/ano
4.430.653,55	Humano	0,012	1,0	173.167,84
276.968,00	Industrial	0,015	1,0	79.154,52
4.335.470,40	Irrigação	0,005	1,0	171.677,35
ARRECADAÇÃO TOTAL				423.999,71

Na Tabela 4 estão expostos os valores da arrecadação passível de ser auferida, a partir da inserção dos coeficientes através do modelo arrecadatório proposto. Percebe-se que a arrecadação usando os coeficientes propostos é cerca de duas vezes maior que aquela obtida pela formulação genérica, indicando o quanto os coeficientes podem induzir ao uso racional da água, encarecendo ainda mais esse recurso em situações em que possa ocorrer escassez, ou tornando-o mais barato quando a situação for inversa.

MODELO ECONÔMICO – APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DE PREÇOS ÓTIMOS

A metodologia dos preços ótimos aplicada ao uso da água é fundamentada no custo marginal de gerenciamento e na elasticidade-preço da demanda (a qual traduz o quanto um usuário de determinado bem é suscetível a uma variação no preço deste) nos diversos tipos de usos (Carrera-Fernandez; Pereira, 2002; Hall & Liebermam, 2003). Ela induz à maximização da diferença entre os benefícios totais e os custos totais, sendo o preço ótimo representado pelo ponto onde os benefícios marginais se igualam aos custos marginais (Ferguson, 1990; Ribeiro, 2000; Thomas, 2002; Damásio et al., 2004; Medeiros; Ribeiro, 2008).

De acordo com Carrera-Fernandez e Garrido (2000), os preços ótimos pelo uso de água podem ser determinados a partir da solução do seguinte sistema de equações (aqui indicado pelas Equações 3a e 3b):

$$P_j^* = (Cmg^* |\epsilon_j|) / (|\epsilon_j| - \alpha), \forall j \quad (3a)$$

$$\sum_j \times P_j^* \times X_j - C = 0 \quad (3b)$$

Onde P_j^* é o preço ótimo da água no uso j , a ser determinado (R\$/m³); X_j é a respectiva quantidade de água demandada do sistema hídrico (m³/ano), após os investimentos programados terem sido feitos; Cmg^* é o custo marginal de gerenciamento (de racionamento) (R\$/m³); $|\epsilon_j|$ é a elasticidade-preço da demanda por água no uso j , em valor absoluto; C é o custo total do órgão gestor no gerenciamento da bacia hidrográfica (R\$/ano); e α é uma constante de proporcionalidade que reflete a diferença relativa entre custos e benefícios marginais.

Demanda “tudo ou nada”

O fato de não existirem mercados de água bruta e, desta forma, não se poder atribuir um preço para a água, impede que se ajuste diretamente uma função de demanda para a água, em cada modalidade de uso. Para superar esta impossibilidade, Carrera-Fernandez e Garrido (2000) definem a disposição a pagar dos usuários, utilizando o *Método da demanda “tudo ou nada”*, o qual capta o custo de oportunidade da água através de uma simulação onde se interrompe o fornecimento; desta forma, extrai-se o máximo valor que os usuários estariam dispostos a pagar por uma certa quantidade de água, sentindo-se indiferentes entre continuar pagando ou procurar uma solução alternativa.

A função de demanda “tudo ou nada” é ajustada através de pares de pontos, obtidos através da quantificação do preço de reserva (custo de oportunidade do recurso). A derivada da função assim encontrada representa a função de demanda ordinária ou demanda marginal, que especifica o que o consumidor compra a cada situação de preço e de renda, resolvendo o problema de maximização da utilidade (Mas-Colell et al., 1995).

A função da demanda “tudo ou nada” pode ser definida pela Equação 4:

$$P_j^r = (1 + \gamma_p) \times C_p - (1 + \gamma_m) \times C_m \quad (4)$$

Tabela 4 - Arrecadação nos períodos chuvoso e seco (modelo arrecadatário).

Período Chuvoso							
Vol (out)	Dias	Uso	PUR	Ks	Kclasse	Kdisp	Cobrança R\$/ano
(m ³ /ano)	Chuvosos		(R\$/m ³)				
7.274.630,83	184	Humano	0,012	0,55	1,5	1,3	93.624,50
2.660.170,17	184	Indústria	0,015	0,55	1,5	1,3	42.795,49
17.308.839,87	184	Irrigação	0,005	0,55	1,5	1,3	92.818,65
Total Arrecadado							229.238,64
Período Seco							
Vol (out)	Dias	Uso	PUR	Ks	Kclasse	Kdisp	Cobrança R\$/ano
(m ³ /ano)	Secos		(R\$/m ³)				
7.156.022,72	181	Humano	0,012	1,83	1,5	1,3	306.435,20
2.616.797,83	181	Indústria	0,015	1,83	1,5	1,3	140.070,65
17.026.630,53	181	Irrigação	0,005	1,83	1,5	1,3	303.797,66
Total Arrecadado							750.303,51
ARRECADAÇÃO TOTAL							979.542,15

Onde P_j^r é o preço de reserva (R\$/m³) calculado para cada tipo de uso; γ_p é o índice de perdas do sistema em uso (calculado a partir do quociente entre o volume de água disponibilizado e o volume captado), C_p é o preço (R\$/m³) da água no sistema em uso, γ_m é o índice de perdas do sistema alternativo, e C_m é o preço (R\$/m³) da água no sistema alternativo. As alternativas de substituição da água subterrânea, bem como seus respectivos índices de perdas e custos por metro cúbico são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Resumo das alternativas de substituição da água subterrânea (mais barata e mais cara), seus respectivos custos e índices de perdas.

Calculo do Preço Reserva				
		Humano	Industrial	Irrigação
Alternativa mais barata	mais	CAGEPA	Água Bruta	Água Reciclada
Alternativa mais cara	mais	Carro-pipa	CAGEPA	Água Bruta
Custos da água				
Custo da água do poço (R\$/m ³)		1,52	0,98	0,17
Alternativa mais barata (R\$/m ³)	mais	2,16	1,9,	0,30
Alternativa mais cara (R\$/m ³)	mais	10,68	2,16	1,93
Índice de Perdas do sistema				
CAGEPA		0,5064	0,5064	-
Carro-Pipa		0,00	-	-
Poço		0,10	0,10	0,10
Água Bruta		-	0,50	0,25
Água reciclada		-	-	0,15

Aplicação da Metodologia

A metodologia de preço ótimo adotada por esse trabalho requer um série de etapas de ações para se definir os valores dos preços ótimos a serem praticados para a cobrança pelo uso de recursos hídricos.

Definição das Funções de Demanda

O primeiro passo consiste em definir o preço reserva para cada tipo de uso, o que é feito relacionando o valor de custo da água para a alternativa em uso e para as novas alternativas consideradas, com o índice de perdas dos sistemas de abastecimento em uso, conforme Equação 4. O passo seguinte é a definição das demandas por água em cada uso, uma vez que a curva de demanda "tudo ou nada" (e, conseqüentemente, da demanda marginal) é definida através de dois pares de preços e da quantidade de água demandada e os coeficientes linear e angular β e θ das funções de demanda, calculados de acordo com as Equações 5a e 5b:

$$\beta = (x_1 p_2 - x_2 p_1) / (p_2 - p_1) \quad (5a)$$

$$\theta = (x_2 - x_1) / (p_2 - p_1) \quad (5b)$$

Onde x_1 é a quantidade demandada no sistema em uso (m³/s), x_2 a quantidade demandada na alternativa de substituição (m³/s), p_1 é o preço de reserva menor (R\$/m³) e p_2 o preço de reserva maior (R\$/m³). É notada uma redução no valor de x_2 em relação a x_1 , que reflete o aumento do preço da água na alternativa de substituição.

A Tabela 6 apresenta as funções de demandas “tudo ou nada” e ordinária encontradas para cada tipo de uso de água subterrânea na área de estudo, bem como os respectivos valores de elasticidade-preço da demanda.

Tabela 6 - Funções de demanda e elasticidade-preço da demanda por água subterrânea

Uso	“Tudo ou Nada” (m³/s)	Ordinária (m³/s)	Elasticidade
Humano	X_{ah} $0,347 - 0,013p_{ah}$	X_{ah} $0,173 - 0,006p_{ah}$	0,0255
Indústria	X_{ai} $0,303 - 0,111p_{ai}$	X_{ai} $0,151 - 0,111p_{ai}$	0,6128
Irrigação	X_i $1,093 - 0,0255p_i$	X_i $0,546 - 0,254p_i$	1,5216

Definição dos custos para a área de estudo

O fato da bacia hidrográfica do rio Paraíba não possuir um plano diretor de gerenciamento atualizado que direcione as futuras receitas resultantes da cobrança pelo uso dos recursos hídricos, fez necessária a estimativa dos principais custos inerentes à área de estudo: (i) escolheram-se, no PERH-PB (AESAs, 2006), alguns programas e ações, por estarem diretamente ligados à exploração racional das águas subterrâneas; (ii) atualizaram-se, pelo percentual do IGP-M acumulado de 2006 a 2009, os valores desses investimentos, uma vez que o PERH data de 2006; (iii) os valores atualizados dos programas do PERH-PB foram divididos por cinco, ou seja, o número total de comitês de bacia hidrográficas que o Estado da Paraíba poderá possuir; (iv) considerou-se o horizonte de planejamento de 13 (treze anos), uma vez que o PERH tem seu horizonte de planejamento para 2023.

Custo Total de Gerenciamento (C)

O custo total de gerenciamento (C) da bacia, é formado pelo montante de investimentos necessários à implementação da gestão de recursos hídricos na bacia (no presente caso, na área de estudo), acrescido de um valor de amortização desses investimentos e, finalmente, do custo de operação e manutenção (O&M).

Para a área de estudo, o valor dos investimentos anuais é de R\$ 191.431,58 (segunda coluna

da Tabela 7), distribuídos entre alguns programas e ações considerados fundamentais para o gerenciamento de qualquer bacia hidrográfica. O valor de amortização é obtido dividindo o valor total dos investimentos pelo fator de amortização, o qual é calculado pela Equação 6:

$$a_{n|i} = [(1+i)^n - 1] / i(1+i)^n \quad (6)$$

Onde $a_{n|i}$ é o valor anual de amortização (R\$/ano), i é a taxa de desconto (%) e n é o horizonte do projeto (13 anos).

Utilizou-se uma taxa de desconto anual de valor de 12% ao ano e um horizonte de 13 anos. A Tabela 7 apresenta os valores de investimentos e de custos de Operação e Manutenção (O&M) definidos para a área de estudo.

Tabela 7 – Investimentos e custos de O&M para a área de estudo

Discriminação	Investimentos	O&M
Plano de Bacia	650.489,40	
Sistema de Outorga	73.703,52	
Política de Cobrança	67.282,38	
Fiscalização do Uso de Água	69.795,00	
Gestão da Demanda	612.520,92	
Preservação Ambiental	1.014.819,30	
Órgão gestor e comitê de bacia		420.445,08
Monitoramento de Qualidade		823.581,00
Macromedição		1.267.477,20
TOTAL		
<i>R\$(13anos)</i>	2.488.610,52	2.511.503,28
Total R\$/ano	191.431,58	193.192,56

Custo Marginal de Racionamento (Cmg)*

Para se obter o custo marginal de racionamento da água faz-se necessário o estudo de uma série de dados pluviométricos que indique a probabilidade de ocorrência de períodos de escassez hídrica na região. Dividindo-os em um cenário pessimista e um otimista. A probabilidade (P) de racio-

namento da ordem de 10,8%. O custo marginal de racionamento é definido pela Equação 7:

$$Cmg^* = (1-P) \times CMe + P \times \sum_j \times C(x_j^0) \quad (7)$$

Em que x_j^0 é a quantidade de água racionada no uso j por unidade de tempo (m^3), $C(x_j^0)$ é o custo de racionamento da água no uso j ($R\$/m^3$), P é a probabilidade de ocorrência do racionamento (%) e CMe é o custo operacional médio ($R\$/m^3$). O custo de racionamento da água é definido com base na função de demanda ordinária para cada uso, a partir do preço de reserva, sendo calculado pela Equação 8:

$$C(x_j^0) = P \times p(x_j^* - x_j^0) + (1 - P) \times p(x_j^*) \quad (8)$$

Onde $p(x_j^* - x_j^0)$ é o preço da água no racionamento ($R\$/m^3$), $p(x_j^*)$ é o preço da água fora do racionamento ($R\$/m^3$) e P é a probabilidade de racionamento (%). Tendo sido calculado o custo unitário no racionamento $C(x_j^0)$ para cada tipo de uso, o valor médio deste custo alcançou os R\$ 2,13/ m^3 . Substituindo os valores da probabilidade P e do custo médio operacional na Equação 7, obteve-se o custo marginal de racionamento da água (Cmg^*) no valor de R\$ 0,311/ m^3 .

Tabela 8 - Valores das demandas e dos preços da água dentro e fora do racionamento.

Valores para calculo do custo marginal (Cmg^*)			
	Humano	Industrial	Irrigação
(x_j^0)	0, 228	0, 070	0, 737
(x_j^*)	0, 326	0, 100	1, 053
$p(x_j^* - x_j^0)$	8,42*	0,73*	0,75*
$p(x_j^*)$	0,51*	0,40*	0,28*

*valores determinados usando a demanda ordinária

Definição dos Preços Ótimos

A definição do preço ótimo, para cada uso, foi feita a partir da resolução do sistema de equações formado pela Equação 3a (que deve ser resolvida para cada tipo de uso j) e pela Equação 3b (a qual reflete a ação do órgão gestor dos recursos hídricos, para que o mesmo não tenha perdas nem ganhos financeiros com a implementação do instrumento da cobrança). É válido lembrar que a política de

preços ótimos busca minimizar as possíveis distorções na alocação dos recursos.

Com isto, tem-se um sistema de quatro equações (uma para cada tipo de uso de água, mais a equação restrita ao órgão gestor) e quatro incógnitas (três preços e a constante de proporcionalidade α), cuja solução fornece o conjunto de preços ótimos para a cobrança pelo uso das águas subterrâneas da bacia sedimentar costeira da Região do Baixo Curso do Rio Paraíba. A Tabela 9 apresenta os parâmetros utilizados para o cálculo dos preços ótimos.

Desta maneira, o cálculo da constante de proporcionalidade (α) é feito mediante a resolução de uma equação de terceiro grau, conforme indicado nas Equações 9 e 10.

$$81.546,78/(0,0255-\alpha) + 603.413,31/(0,6128-\alpha) + 6.499.259,48/(1,5216-\alpha) - 718.338,30 = 0 \quad (9)$$

$$\alpha^3 + 14,78\alpha^2 - 11,21\alpha + 0,25 = 0 \quad (10)$$

As raízes da Equação 10 são calculadas e, destas, a de menor valor é a que gera a solução com significado econômico, com todos os preços positivos, sendo substituída nas Equações 3a.

A menor raiz encontrada apresentou o valor de $\alpha = -14,74596669241$, levando aos seguintes preços ótimos: (i) no abastecimento humano: R\$0,0004; (ii) no abastecimento industrial: R\$0,0103; e (iii) na irrigação: R\$ 0,0241.

Tabela 9 - Parâmetros de determinação dos preços ótimos.

Uso	Demanda(m^3 /ano)	Elasticidade
Humano	10.282.678	0, 0255
Industrial	3.166.181	0, 6128
Irrigação	13.734.188	1, 5216
$Cmg^*=0,311$		$C= 418.338,30(R\$/ano)$
		$(R\$/m^3)$

Simulação da arrecadação usando o modelo econômico

A Tabela 10 apresenta os valores de arrecadação obtidos com a utilização do modelo arrecadatório básico (conjunto de coeficientes $K = 1$), com VUR definidos pela metodologia econômica.

Nas Tabelas 11a (período chuvoso) e 11b (período seco), são apresentados os valores obtidos com o modelo proposto, sendo indicadas as arrecadações

dações relativas ao período chuvoso, ao período seco e o total anual. A exemplo da simulação feita para o modelo proposto, com uso dos valores definidos pelo CERH-PB como Valor Unitário de Referência, também nesta simulação, foram considerados os valores de disponibilidade média tanto para o período chuvoso, quanto para o período seco ($K_{disp} = 1,3$), e águas enquadradas na Classe 1 ($K_{classe} = 1,5$). O que totaliza uma arrecadação anual de R\$ 2.476.145,41.

Tabela 10 - Valor da arrecadação com a implantação do modelo econômico e coeficiente de ponderação unitário.

Vol (out) (m ³ /ano)	Uso	PUR (R\$/m ³)	K	Valor R\$/ano
14.430.653,55	Humano	0,0004	1	5.772,26
5.276.968,00	Industrial	0,0103	1	54.352,77
34.335.470,40	Irrigação	0,0241	1	827.484,84
ARRECAÇÃO TOTAL				887.609,87

Tabela 11a – Arrecadação com preços ótimos - período chuvoso.

Vol (out) (m ³ /ano)	Uso	PUR (R\$/m ³)	K _s	Valor R\$/ano
7.274.630,83	Humano	0,0004	0,55	3.120,82
2.660.170,17	Industrial	0,0103	0,55	29.386,23
17.308.839,87	Irrigação	0,0241	0,55	447.385,91
ARRECAÇÃO TOTAL				479.892,96

Tabela 11b – Arrecadação com preços ótimos no período seco.

Vol (out) (m ³ /ano)	Uso	PUR (R\$/m ³)	K _s	Valor R\$/ano
7.156.022,72	Humano	0,0004	1,83	10.214,54
2.616.797,83	Industrial	0,0103	1,83	96.181,84
17.026.630,53	Irrigação	0,0241	1,83	1.464.304,70
ARRECAÇÃO TOTAL				1.570.701,052

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Comparação dos preços

Procurou-se fazer uma comparação da magnitude dos vários tipos de preços que foram defini-

dos e apresentados neste trabalho, por tipo de uso, buscando indicar aos gestores de recursos hídricos, os valores passíveis de serem adotados na formulação da cobrança pelo uso dos recursos hídricos subterrâneos.

Quando comparados com os valores definidos pelo CERH-PB (e CBH-PB), os preços ótimos se comportaram de forma diferenciada para os usos no abastecimento humano e irrigação, e muito próximos do valor definido para o setor industrial, evidenciando, assim, a influência do setor de irrigação na definição dos preços do CERH.

Comparando-se os preços ótimos obtidos neste trabalho com aqueles encontrados por Carrera-Fernandez (1999a) e Carrera-Fernandez e Pereira (2002), conforme indicado na Tabela 12, verifica-se a existência de algumas diferenças, tanto quanto à ordem de grandeza dos valores (o que pode ser explicado pela diferença nos custos totais de investimentos considerados), quanto ao comportamento relativo aos usos. Embora, em todos os estudos, tenham sido obtidos os menores preços para o uso no abastecimento humano, na aplicação feita neste trabalho o maior valor corresponde ao uso na irrigação, enquanto aqueles autores obtiveram esse maior valor para o uso na indústria.

Tabela 12 - Comparação dos preços ótimos obtidos para as bacias hidrográficas dos rios Paraíba-PB, Pirapama-PE e Vaza-Barris-SE/BA.

Uso	Paraíba PB R\$/m ³	Pirapama PE R\$/m ³	Vaza-Barris SE/BA R\$/m ³
Humano	0,0004	0,00213	0,061
Industrial	0,0103	0,10411	0,175
Irrigação	0,0241	0,00224	0,173

Comparação da arrecadação passível de ser auferida

No que se refere à quantia a ser arrecadada pelo uso dos recursos hídricos subterrâneos na área de estudo, nota-se que o seu valor tende a se elevar quando considerados os seguintes fatores: (i) a inserção dos coeficientes ponderadores, os quais agregam, ao valor a ser cobrado, as especificidades hidrológicas das águas subterrâneas; (ii) a utilização dos preços ótimos, calculados com base em metodologia econômica, os quais buscam garantir a eficiência econômica (alocação equitativa) e a sustentabilidade ambiental e financeira do uso dos recursos, e,

por consequência, assumem valores maiores para aqueles usuários que utilizam maiores volumes dos recursos hídricos.

Isto explica o porquê de os valores passíveis de arrecadação, baseados nos preços ótimos, serem maiores (tanto quando os preços ótimos são adotados no modelo básico, quanto no proposto), do que aqueles calculados com os preços do CERH-PB: como o setor de irrigação apresenta a maior demanda e o menor preço do CERH-PB, a arrecadação aumenta ao serem considerados os preços ótimos. Ao mesmo tempo, isto permite o atendimento aos objetivos definidos pela Lei 9433/97, ou seja, dar ao usuário o real valor da água e induzi-lo à racionalização do uso desse recurso.

O resumo da arrecadação anual total, usando os modelos arrecadatórios básico e proposto, com os preços do CERH-PB e os preços ótimos é apresentado na Tabela 13

Tabela 13 - Resumo da arrecadação passível de ser auferida, usando os modelos arrecadatórios básico e proposto.

Resumo da Arrecadação Passível de Ser Auferida		
Arrecadação (R\$/ano)	P(CERH-PB)	P(ótimo)
Modelo Básico	423.999,71	887.609,87
Modelo Proposto	979.542,15	2.050.594,01

Relacionando-se os valores totais de arrecadação anual, com os custos totais de gerenciamento – custos de investimentos, custos de operação e manutenção, e custos de amortização considerados para a área de estudo (R\$ 418.338,30/ano), percebe-se que, se considerado o coeficiente de investimentos (K_{inv}), o qual permite uma redução de até 50% do valor da cobrança, apenas a arrecadação resultante do modelo básico, usando os preços do CERH-PB, não atende a esses custos.

Verifica-se, ainda, que, nas demais situações, os valores de arrecadação se apresentam bastante elevados em relação aos custos totais. Isto pode ser explicado pela inexistência: (a) de um cadastro de usuários, atualizado, que permita a definição da demanda real de água subterrânea na área de estudo; e (b) do plano atualizado de bacia hidrográfica, permitindo a obtenção do valor dos investimentos e programas direcionados à gestão das águas subterrâneas dessa área.

Comparação dos impactos da cobrança

Os impactos gerados pela cobrança, em função da implantação dos preços definidos pelos modelos arrecadatórios (básico e proposto) e econômico, foram calculados em relação à tarifa de água adotada pela Companhia de Água e Esgotos da Paraíba - CAGEPA, considerando-se as faixas de consumo, bem com, no custo de produção de cana-de-açúcar (tonelada) e de abacaxi (1000 frutos), conforme resumo apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 - Resumo dos impactos da cobrança.

Impacto Sobre	Valor R\$	PUR R\$/m ³	Valor c/cobrança	Impacto %
Conta de Água (TS)	13,20	0,012	13,32	1,136
Conta de Água (TN)	32,34	0,012	32,34	0,670
Produção de Cana-de-açúcar (1t)	34,00	0,005	34,05	0,13
Produção de Cana-de-açúcar (1t)	34,00	0,0241	34,26	0,64
Produção de abacaxi (1000 ftos)	380,00	0,005	380,05	0,01
Produção de abacaxi (1000 ftos)	380,00	0,0241	380,08	0,03

Obs.: TS = Tarifa Social; TN = Tarifa Normal.

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos em relação à arrecadação total, decorrente do Modelo Arrecadatório Proposto, mostram que os preços definidos pelo CERH-PB são insuficientes para cobrir os custos de investimentos e programas de gestão previstos para a área de estudo considerada (bacia sedimentar costeira do Baixo Curso do rio Paraíba-PB), quando, além dos coeficientes de sazonalidade, classe e disponibilidade, é considerado um coeficiente de investimentos (conforme previsto no artigo 9º da Deliberação nº 01/08 do CBH-PB, o qual considera um abatimento máximo de 50% do valor da cobrança

proporcional a investimentos comprovados em tecnologias que permitam o uso racional da água).

Por outro lado, a aplicação de metodologia econômica para definição de preços ótimos para a cobrança das águas subterrâneas da área de estudo, resultou em valores bastante diferenciados daqueles preços definidos pelo CERH-PB, observando-se um valor muito inferior para o uso no abastecimento humano, bem próximo para o uso industrial e muito superior para a irrigação. Isto confirma a tendência da metodologia econômica adotada em cobrar mais de quem usa mais a água, o que vem ao encontro dos objetivos da cobrança, conforme estabelecidos na Lei 9.433/97, permitindo que o instrumento de gestão seja utilizado para induzir à racionalização do uso da água.

A análise dos impactos da cobrança, calculados para os modelos arrecadatório básico e proposto – com e sem os coeficientes de ponderação, e adotando os preços do CERH e os preços ótimos calculados no modelo econômico – permite concluir que os impactos da cobrança sobre os usuários do abastecimento humano, indústria e irrigação são aceitáveis, independentemente dos modelos e dos preços considerados, indicando a viabilidade (quanto a este aspecto) da implantação do instrumento da cobrança pelo uso da água subterrânea no Estado da Paraíba.

As diferenças observadas, em relação ao resultado final de alguns preços, podem ser imputadas às estimativas feitas, tanto para as demandas quanto para os investimentos e programas a serem aplicados na área de estudo. A necessidade dessas estimativas deve-se à inexistência de dados precisos, que indiquem a real situação da exploração de água subterrânea na área de estudo, bem como à ausência de plano atualizado de recursos hídricos da bacia hidrográfica do rio Paraíba, definindo as ações de gestão a serem adotadas para essa área.

No entanto, mesmo em se dando tais diferenças, os resultados das simulações dos modelos podem se constituir em um ponto de referência para a tomada de decisão relativa à cobrança pelo uso da água subterrânea no Estado da Paraíba.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do MCT/FINEP/CT-HIDRO-IGRH, – Chamada Pública 01/2007 - Projeto ASUB - Integração dos Instrumentos de Outorga, Enquadramento e Cobrança para a Gestão das Águas Subterrâneas; ao Programa de Pós-

Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG; à CAPES, pela bolsa do Programa Nacional de Pós-Doutorado (PNPD) concedida ao terceiro autor.

REFERÊNCIAS

- AESA (2006). Plano Estadual de Recursos Hídricos do Estado da Paraíba (PERH). Resumo Executivo e Atlas.
- AESA (2009). Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba. Disponível em: <http://www.aesa.pb.gov.br/perh/perh>. Acesso em: 15/12/2009.
- ALBUQUERQUE, J. P. T. (2004). Sustentabilidade de aquíferos. VII Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste. São Luiz.
- ASUB – PB (2009). Integração dos instrumentos de outorga, enquadramento e cobrança para a gestão das águas subterrâneas. Relatório Técnico Parcial nº1. UFCG/UFAL/UFSM.
- BRASIL. Lei Federal nº. 9.433, de 08 de janeiro de 1997. Instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos e cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos.
- BARBOSA, J. A.; SOUZA, E. M.; LIMA FILHO, M. F.; NEUMANN, V. H. (2003) A estratigrafia da bacia Paraíba: uma reconsideração. Estudos Geológicos, v. 3, p. 89-108.
- CAGEPA (2009). Companhia de Água e Esgotos da Paraíba. Unidade de Negócios da Borborema. Comunicação Pessoal.
- CBH-PB.(2008). Deliberação nº 01, de 28 de fevereiro de 2008. Comitê de Bacia Hidrográfica do rio Paraíba. CBH-PB. Aprova a implantação da cobrança e determina valores da cobrança pelo uso dos recursos hídricos na bacia do rio Paraíba, a partir de 2008 e dá outras providências.
- CEPA (1997). Canadian Environmental Protection Agency. Economic Instruments. Disponível em: <http://www.iph.ufrgs.br/posgrad/disciplinas>. (Disciplina economia do meio ambiente e dos recursos hídricos). Acesso em: 10/05/2009.
- CARRERA-FERNANDEZ, J. (1999a). Estudo de cobrança pelo uso da água na bacia hidrográfica do rio Pirapama: Relatório Final. Recife: Companhia Pernambucana de Meio Ambiente.
- CARRERA-FERNANDEZ, J.; GARRIDO, R. S. O (2000). Instrumento de cobrança pelo uso da água em bacias hidrográficas: Uma análise dos estudos no Brasil. *Revista Econômica do Nordeste*, v. 31, n. especial, p. 604-628.

- CARRERA-FERNANDEZ, J.; PEREIRA, R. A. (2002). Cobrança pelo Uso da Água em Bacias de Domínio da União: O caso da Bacia Vaza-Barris. In: *Anais do Fórum Banco do Nordeste de Desenvolvimento & VII Encontro Regional de Economia da ANPEC*, PR.
- CONAMA. Resolução nº. 396 de 03 de abril de 2008 do Conselho Nacional de Meio Ambiente – dispõe sobre a classificação e diretrizes ambientais para o enquadramento das águas subterrâneas e dá outras providências.
- DAMÁSIO, J. (2004.). Efeitos da cobrança do recurso água sobre agregados da economia brasileira. Disponível em CD.
- EUROPEAN COMMUNITIES. (2008). Proteção das águas subterrâneas na Europa. A nova directiva da água subterrânea – Consolidando o Quadro Regulamentar da União Europeia. Comissão Europeia.
- FERGUSON, C. E. (1990). Teoria Microeconômica. 14ª ed., Rio de Janeiro, Editora Forense Universitária.
- FREIRE, C. C. (2005). Metodologia de cobrança pelo uso de água subterrânea. Gama Engenharia de Recursos Hídricos. Consultoria prestada ao Governo do Estado de Alagoas – Secretaria Executiva de Meio Ambiente, Recursos Hídricos e Naturais – SEMARHN. Maceió-AL.
- HALL, R. E. & LIEBERMAN, M. (2003). Microeconomia: Princípios e Aplicações. 1ª Edição. Editora: Thomson Learning. São Paulo – SP.
- KEMPER, K.; FOSTER, S; HECTOR; NANNI, G. M; TUINHOF, A. (2003). Economic Instruments for Groundwater Management using incentives to improve sustainability. Sustainable Groundwater Management: Concepts and Tools. Global Water Partnership Associate Program. GW*MATE Briefing Note Series 7. World Bank.
- MAS-COLELL, A.; WHINSTON, M. D.; GREEN, J. R. (2001). Microeconomic Theory. New York: Oxford University Press.
- MEDEIROS, P. C.; RIBEIRO, M. M. R. (2008). Elasticidade-preço da demanda por água e impacto no abastecimento residencial na bacia do rio Paraíba. ABRH. VII Simpósio Regional de Recursos Hídricos do Nordeste. Salvador-BA
- MOHAPATRA, S.P; MITCHELL, A. (2009). Groundwater Demand Management in the Great lakes Basin – Directions for New Policies. *Water Resours Manage.* p.457-475.
- PARAÍBA. Lei Estadual N°. 8.466 de 28 de dezembro de 2007. Dá nova redação e acrescenta dispositivos à Lei nº. 6.308, de 02 de julho de 1996.
- POMPEU, C. T. (2000). Fundamentos jurídicos do anteprojeto de Lei da cobrança pelo uso das águas do domínio do Estado de São Paulo. In: THAME, A. C. M. (org.) *A cobrança pelo uso da água*. São Paulo: Instituto de Qualificação e Editoração.
- RESOLUÇÃO nº 07, de 16 de julho de 2009. Secretaria de ciência e tecnologia e do meio ambiente da Paraíba – SECTMA. Conselho Estadual de Recursos Hídricos – CERH. Estabelecem critérios, mecanismos e valores para cobrança pelo uso de água bruta de domínio do Estado da Paraíba. João Pessoa-PB.
- RIBEIRO, M. M. R. (2000). Alternativas para a outorga e a cobrança pelo uso da água: Simulação de um caso. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre - RS.
- SEROA DA MOTA, R. (2000). Uso de instrumentos econômicos na gestão ambiental. IPEA. Rio de Janeiro. Abril.
- SEROA DA MOTTA, R. YOUNG, C. & FERRAZ, C. A. (1998). Clean development mechanism and climate change: cost-effectiveness and welfare maximization in Brazil. IPEA/DIPES. Rio de Janeiro. August.
- SOUZA, J. A. (2010). Simulação da cobrança de água subterrânea na bacia do rio Paraíba. Dissertação de mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental. Universidade Federal de Campina Grande – UFCG. Campina Grande-PB.
- THOMAS, P. T. (2002). Proposta de uma metodologia de cobrança pelo uso da água vinculada à escassez. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro-RJ.
- THORNTONWAITE, C.W.; MATHER, J.R. The water balance. Centerton, NJ: Drexel Institute of Technology - Laboratory of Climatology, 1955. 104p.(Publication sin Climatology, vol.VIII, n.1)

Groundwater Resources Management in The State of Paraíba: A Proposal for Water Charge Models

ABSTRACT

The use of groundwater in different human activities, mainly in agricultural ones, has grown in a disorganized manner in several places around the world. Overexploitation and the lack of specific legislation to manage the use of such resources are of concern to scholars in this field. Although the new Brazilian water resources management model prescribes the use of economic instruments to induce rational water use, there is a greater emphasis on developing water charge models for surface water resources use. Thus, this work, considering the sedimentary basin of Lower Course of Paraíba River Basin as study area, presents the conception and application of two water charge models for groundwater resources use – the first, revenue collection, where weighting coefficients are defined so as to adjust water charge values to the seasonality, qual-

ity and availability characteristics of groundwater resources; the second consisting of an optimum prices methodology application. Both models were conceived to support groundwater resources management in the State of Paraíba.

Key-words: *Economic instrument, Coastal Sedimentary Basin, Brazilian Water Resources Policy*

NOTA TÉCNICA

Proposta para Seleção de Áreas Potenciais para Implantação de Trincheiras de Infiltração: Estudo de Caso - Campus da UFSCar, São Carlos – SP

Alessandro Hirata Lucas; Lorena Avelina Rojas Gutierrez; Sérgio Antonio Rhöm; José Augusto de Lollo

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, Universidade Federal de São Carlos
aless_hirata@yahoo.com.br; lorenavelina@gmail.com; ja_loлло@yahoo.com; sarohm@yahoo.com.br

Recebido: 09/12/09 - revisado: 16/08/10 - aceito: 08/12/10

RESUMO

Inundações e alagamentos constituem o problema ambiental urbano mais comum nas cidades brasileiras nos dias atuais. Sua existência é consequência não só da ocupação de áreas ribeirinhas, mas da adoção de projetos de drenagem urbana que durante décadas valorizaram apenas a condução do escoamento superficial para corpos e cursos d'água. Técnicas que privilegiem a solução local com ênfase na infiltração pode ser a alternativa para minimizar os problemas existentes e reduzir os processos no futuro. O presente trabalho propõe o uso de técnicas de cartografia digital do meio com apoio em sistema de informações geográficas como alternativas para seleção de áreas para implantação de trincheiras de infiltração. A proposta foi aplicada ao campus da UFSCar com vistas a uma análise preliminar de áreas potenciais para implantação de trincheiras de infiltração considerando os atributos declividade dos terrenos, pedologia e uso e ocupação do solo. Os resultados mostraram boa adequação da técnica à finalidade pretendida, indicando bom potencial de aplicação em outras áreas com um número maior de atributos a serem considerados.

Palavras-chave: trincheiras de infiltração, drenagem, Geoprocessamento, cartografia do meio físico.

INTRODUÇÃO

A pesquisa interdisciplinar na Engenharia Urbana, acoplada à Cartografia Geoambiental, contribui na caracterização e atualização de estudos em bacias hidrográficas a partir da análise dos processos dinâmicos naturais e antrópicos e da interferência da urbanização no ambiente, neste caso, especificamente no sistema de drenagem existente, permitindo a proposição de técnicas compensatórias em drenagem urbana como subsídio ao controle de inundações, planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos.

As alterações causadas pelo homem no meio ambiente produzem diversos impactos. A urbanização e o crescimento demográfico implicam em alterações significativas no escoamento das águas pluviais em decorrência do desmatamento e impermeabilização do solo, que refletem em alterações no ciclo hidrológico e no balanço hídrico, com o aumento da produção do escoamento superficial direto e ampliação dos picos de vazão, que por sua vez, demandam o redimensionamento de estruturas hidráulicas.

Observa-se crescente urbanização nas universidades dada à crescente demanda por vagas e

constante abertura de novos cursos, fato que pode ser observado também na Universidade Federal de São Carlos – UFSCar. Considerando que grande parte da área de expansão urbana da UFSCar concentra-se em áreas de montante da bacia hidrográfica que se situa, a urbanização e a impermeabilização do solo produzirão aumento das vazões de pico e, conseqüentemente à jusante, o aumento dos riscos de inundações, o surgimento de processos erosivos com o aumento do potencial de assoreamento dos corpos d'água existentes no campus e o redimensionamento de estruturas hidráulicas da rede de drenagem existente.

A demanda pelo redimensionamento hidráulico pode ser reduzida, ou até mesmo eliminada através de técnicas de controle de escoamento na fonte, também conhecidas como técnicas compensatórias de drenagem urbana. As técnicas compensatórias buscam compensar ou reduzir os efeitos da impermeabilização do solo e a produção de escoamento através da detenção e/ou infiltração na fonte, ou seja, em sua origem (Canholi, 2005).

De acordo com Urbonas e Stahre (1993) e Lowndes (2000) algumas condições devem ser respeitadas previamente sua construção, como declividade do terreno, capacidade de infiltração de água do solo, risco de contaminação deste e do lençol

freático, colmatação da estrutura, etc. Apesar da necessidade de estudos mais aprofundados, a técnica apresenta resultado satisfatório de uma análise primária para instalação de trincheiras de infiltração.

Como exemplos de técnicas compensatórias podem ser citados: trincheiras, bacias, valas, valetas, poços e planos de infiltração, pavimentos permeáveis, telhados armazenadores e reservatórios de retenção nos lotes.

As estruturas de infiltração proporcionam também melhoria da qualidade das águas e na recarga dos mananciais subsuperficiais, aspecto este de grande interesse para regiões que utilizam águas subterrâneas para abastecimento. Porém, há o risco de contaminação deste, caso o nível de água esteja próximo à superfície ou se as águas drenadas possuírem alto grau de poluição (Baptista *et al.*, 2005).

Nas estruturas de infiltração há condições que podem dificultar ou até mesmo inviabilizar sua adoção, como por exemplo, nível do lençol freático, declividade e propriedades físicas do solo.

As propriedades do solo são específicas das condições geológicas, geomorfológicas e pedológicas em que este se encontra.

Um dos fatores de maior importância no funcionamento e dimensionamento das estruturas de infiltração é a condutividade hidráulica do solo (k), fator este definido por parâmetros como índice de vazios, tamanho dos grãos, textura, composição e grau de saturação do solo. Baixos valores de k podem inviabilizar a adoção destas estruturas, pois seu dimensionamento é tanto maior quanto menor o valor de k . O problema então se torna uma questão de disponibilidade de espaço. Sendo assim, a viabilidade construtiva de estruturas de infiltração demanda a conciliação de algumas condições.

Os estudos do meio conduzidos sob a ótica da cartografia geotécnica e geoambiental geram importantes instrumentos técnicos que permitem a conciliação das atividades humanas com o meio físico, orientando medidas preventivas e corretivas para minimizar os danos ambientais e os riscos ao próprio homem (Pejon e Zuquete, 2004).

Para Bazarra Larios e Calijuri (2000) a cartografia geoambiental é um ramo da geologia ambiental que busca ultrapassar uma abordagem essencialmente geotécnica para uma incorporação de informações sobre riscos naturais, erosão, contaminação do solo, planejamento e gerenciamento do solo.

O uso de mapas temáticos em conjunto com dados científicos permite obter uma avaliação integrada da capacidade do terreno frente a diversos tipos de atividades.

Ferramentas computacionais, técnicas de Sistemas de Informações Georreferenciadas, emprego da cartografia automatizada e técnicas de gerenciamento de banco de dados constituem tecnologia para a investigação de fenômenos diversos relacionados com engenharia urbana, geologia, pedologia, vegetação, bacias hidrográficas e problemas ambientais, proporcionando melhor entendimento e representação dos modelos complexos de distribuição espacial dos atributos e propriedades dos solos.

A interpretação e atualização destes dados permitem a elaboração de diagnósticos, prognósticos, medidas corretivas e ações de conservação para o problema em questão de maneira rápida e eficiente (Bazarra Larios e Calijuri, 2000).

De acordo com Ministério das Cidades (2006), a preparação de bases cartográficas é importante atividade para o levantamento de dados e informações geológicas, pedológicas e de uso e ocupação do solo no mapeamento de áreas disponíveis para implantação de sistemas de detenção, retenção e retardamento do escoamento. Ou seja, são partes constituintes de plano de manejo de águas pluviais.

O objetivo deste trabalho é analisar, com base em técnicas de cartografia digital, a viabilidade de implantação de estruturas de infiltração baseados nas características topográficas, pedológicas e de uso e ocupação do solo da área de estudo.

Também se pretende que as cartas geradas possam servir de subsídio para estudos preliminares de viabilidade de implantação de trincheiras de infiltração do ponto de vista geoambiental, legislativo e técnico.

Por se tratarem de técnicas de conhecimento restrito ao meio acadêmico, com poucas aplicações em larga escala no Brasil, permanece certa resistência relacionada à sua viabilidade de construção, optando-se por técnicas tradicionalmente conhecidas.

Para outras técnicas de infiltração já citadas acima, outros fatores e restrições técnicas devem ser considerados.

As trincheiras de infiltração têm a finalidade de compensar o efeito da impermeabilização do solo produzido pela expansão urbana no campus da Universidade Federal de São Carlos sobre o escoamento das águas pluviais.

O Campus Universitário da UFSCar – Universidade Federal de São Carlos se localiza na direção norte do Município de São Carlos – SP, entre as coordenadas 21°58' e 22°00' de latitude sul e 47°51' e 47°52' de longitude oeste e está a 230 km da capital do Estado de São Paulo, com uma área total de

643,08 ha (Paese *et al.*, 1998). A Figura 1 indica a localização do campus da UFSCar.

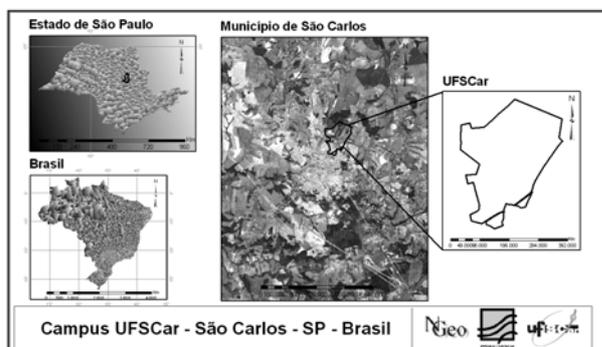


Figura 1 - Localização da área de estudo

MATERIAL E MÉTODOS

A primeira etapa do trabalho compreendeu o levantamento cadastral do Campus da UFSCar. As cartas foram obtidas do trabalho de Paese *et al.* (1998) que apresentam uma escala compatível com o estudo desenvolvido (1:2000), e continha os atributos básicos a serem analisados (declividade dos terrenos, classes de solos, e tipos de uso e ocupação do solo).

Como a aplicação a ser feita tinha um caráter de teste da técnica utilizada, foi possível o desenvolvimento do trabalho com dados de uso e ocupação de 1998.

O trabalho foi desenvolvido no Sistema de Informações Geográficas (SIG) SPRING versão 5.0.3, (Camara *et alii*, 1996).

Tabela 1 – Estrutura do banco de dados utilizado.

Formato	Informação	Categoria
Vetorial	Limite do campus	Cadastro Campus
Vetorial e matricial	Classes de solos	Pedologia
Vetorial e matricial	Uso do solo	Cobertura do solo
Vetorial e matricial	Relevo	Declividade

O retângulo envolvente da área de estudo corresponde a toda extensão do campus da UFSCar,

georreferenciada à projeção UTM (*Universal Transversa de Mercator*) e datum SAD 69 (*South American Datum 1969*) em coordenadas geográficas.

Os dados utilizados para extrair as informações de interesse nas aplicações do SIG são provenientes de dois formatos de arquivos: vetoriais e matriciais, conforme mostra a Tabela 1.

PROCESSAMENTO E CRUZAMENTO DOS DADOS

Classificação da cobertura do solo

O campus da UFSCar contém áreas urbanizadas e não urbanizadas. No resultado da classificação de Paese *et al.* (1998), adaptada das assinaturas espectrais propostas por Lorandi, Gonçalves e Mattelato (1988), considerou-se dezenove classes temáticas: Silvicultura (*Pinus sp.*), Silvicultura (*Eucaliptus sp.*), Vegetação de cerrado, Campos antrópicos, Eucaliptal com sub-bosque, Bosque, Represas, Jardins e gramados, Ocupação urbana, caminhos não pavimentados, Área de preservação permanente, Reserva florestal, Edificações, Estacionamentos, Cursos d'água, Parque ecológico, Carreadores mestre (vias não pavimentadas na área de cerrado do campus), Carreadores (trilhas não pavimentadas na área de cerrado do campus) e Vias pavimentadas.

Elaboração das cartas básicas

A geração da carta temática com a representação do grau de potencialidade para implantação de trincheiras de infiltração nas áreas correspondentes à urbanização do período de estudo (1997) foi processada por scripts a partir da linguagem LEGAL (Linguagem Espacial para Geoprocessamento Algébrico), baseada no modelo de dados SPRING, onde os operadores atuam sobre representações de dados dos modelos Numérico (MNT) e Temático (classificação).

As categorias de entrada de dados para o cruzamento de variáveis temáticas foram: "Declividade", "Pedologia" e "Cobertura do solo".

As classes de uso do solo foram divididas em três grupos: favoráveis à implantação de trincheiras de infiltração, agrupando as classes 'Campos antrópicos' e 'Jardins e gramados', com peso "0"; secundariamente favoráveis à implantação de trincheiras de infiltração agrupando as classes "Silvicultura (*Pinus sp.*)", "Silvicultura (*Eucaliptus sp.*)", "Eucaliptal com sub-bosque" e "Caminhos não pavimentados",

com peso "1"; e desfavoráveis à implantação de trincheiras de infiltração, agrupando as classes "Vegetação de cerrado", "Bosque", "Represas", "Ocupação urbana", "Área de preservação permanente", "Reserva florestal", "Edificações", "Estacionamentos", "Cursos d'água", "Parque ecológico", "Carreadores mestre", "Carreadores" e "Vias pavimentadas", com peso "2".

As classes consideradas favoráveis estão localizadas próximas ou paralelamente às edificações e demais construções que geram a impermeabilização do solo, como estacionamentos e via pavimentadas, estão disponíveis para uso e não possuem vegetação densa.

As classes de uso classificadas como secundariamente favoráveis incluem áreas cuja ocupação não representa restrição à implantação de trincheiras, mas que devido a baixos índices de ocupação não representam áreas prioritárias para implantação de estruturas de compensação.

Os usos do solo considerados desfavoráveis à implantação de trincheiras compreendem ocupações que limitam a construção das estruturas, seja em função de limitações construtivas ou por serem áreas de proteção ambiental ou preservação de recursos naturais.

Os pesos adotados para as classes de uso do solo estão sintetizados na Tabela 2.

Tabela 2 – Pesos para o atributo ocupação do solo.

Classe de Uso	Peso
Campos Antrópicos	0
Jardins e Gramados	0
Silvicultura (pinus)	1
Silvicultura (eucalipto)	1
Eucaliptal com sub-bosque	1
Caminhos não pavimentados	1
Vegetação de cerrado	2
Bosque	2
Represas	2
Ocupação urbana	2
Área de preservação permanente	2
Reserva Florestal	2
Edificações	2
Estacionamentos	2
Cursos d'água	2
Parque ecológico	2
Carreadores mestre	2
Carreadores	2
Vias pavimentadas	2

A definição das classes favoráveis levou em conta a futura expansão urbana do campus nas áreas atualmente utilizadas para plantio de monoculturas. Por fim, as classes desfavoráveis são constituídas de áreas de preservação, impróprias para ocupação de acordo com a legislação brasileira, cursos d'água ou construções existentes. O uso e a ocupação do solo no campus da UFSCar são apresentados na figura 2.

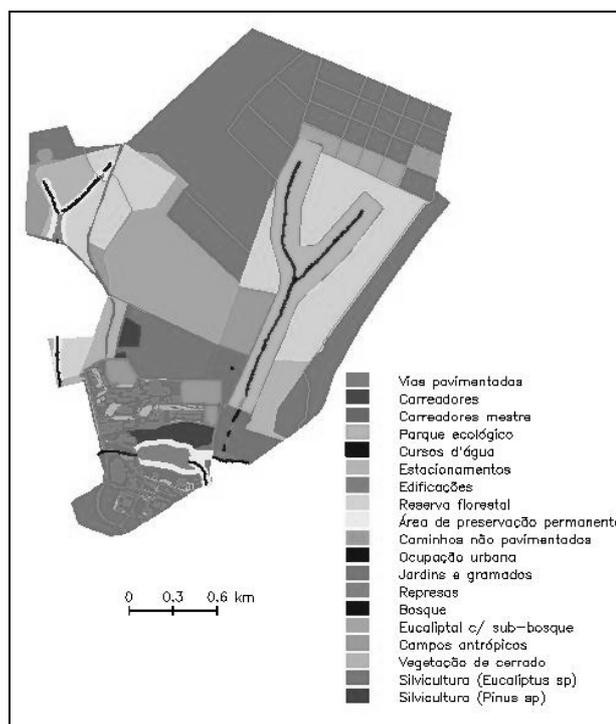


Figura 2 - Uso e ocupação do solo do campus da UFSCar.

Fonte: Paese et al. (1998).

A ponderação da categoria "declividade" considerou os seguintes intervalos: de "0 a 5%", peso "0" (favoráveis), de "5 a 10%", peso "1" (favoráveis com restrição) e "maior que 10%", peso "2" (desfavoráveis).

As limitações para implantação se devem ao fato da declividade reduzir o volume de armazenamento de águas pluviais no interior da trincheira e produzir velocidades acentuadas das águas de escoamento, podendo estas passar sobre a estrutura e não serem "infiltradas" e/ou provocar erosão do solo e arraste das partículas para a estrutura, e conseqüentemente, sua colmatação precoce.

Para os intervalos entre 5 e 10% é necessária a adoção de metodologia de dimensionamento específica e sistema de pré-tratamento para separação de finos.

Os pesos adotados são representados na Tabela 3, e os intervalos da declividade do campus da UFSCar são apresentados na figura 3.

Tabela 3 – Pesos para o atributo declividade.

Classe de Declividade	Peso
"0 a 5%"	0
"5 a 10%"	1
"maior que 10%"	2

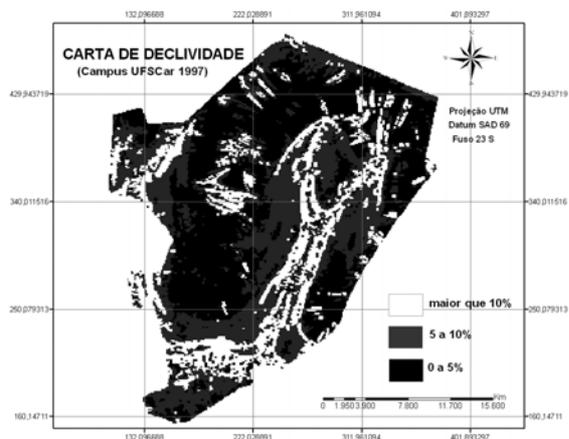


Figura 3 - Declividade do campus da UFSCar.

Fonte: Adaptado de Paese et al. (1998).

Quanto à categoria "Pedologia", há três classes de solo na área do campus da UFSCar, de acordo com Paese et al. (1998): Latossolo Vermelho Amarelo Álico e Latossolos Vermelho Amarelo Distróficos, que têm textura arenosa e grande profundidade sendo atribuído peso 0 (condições favoráveis de infiltração), Latossolo Vermelho Escuro Eutrófico, peso 1 (condições favoráveis com restrição) e, Gley Pouco Húmido Álico, peso 2 (condições desfavoráveis), localizado nas áreas próximas aos cursos d'água, que apresentam drenagem insuficiente e nível do lençol freático alto (Paese *et al.*, 1998).

A categoria favorável com restrição se deve ao fato do tipo de solo em questão possuir textura argilosa e, portanto, baixo coeficiente de permeabilidade. Baptista *et al.* (2005) recomendam que o solo apresente coeficiente de permeabilidade mínimo de 10^{-7} m/s, caso contrário, a infiltração não deve ser o único meio de evacuação das águas ou as estruturas demandarão grandes dimensões e disponibilidade de espaço.

Os pesos adotados para o atributo pedologia são representados na Tabela 4 e a classificação pedo-

lógica do campus da UFSCar é apresentada na figura 4.

Tabela 4 – Pesos para o atributo ocupação do solo.

Classe de Uso	Peso
Latossolo Vermelho Amarelo Álico	0
Latossolo Vermelho Amarelo Distrófico	0
Latossolo Vermelho Escuro Eutrófico	1
Gley Pouco Húmido Álico	2

Com a análise da área de influência direta e indireta das classes temáticas 'Campos antrópicos' e 'Jardins e gramados' pôde-se apontar as possíveis áreas em níveis de potencialidade para a implantação de trincheiras de infiltração no campus da UFSCar.

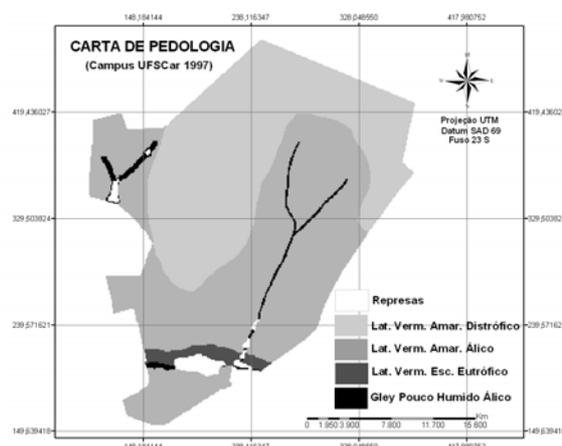


Figura 4 - Pedologia do campus da UFSCar.

Fonte: Paese et al. (1998).

A combinação dos três atributos considerados por meio da soma dos pesos atribuídos a classe utilizada na análise, resultou valores para definição das classes de potencial para implantação de trincheiras de infiltração segundo classes de potencial apresentadas na tabela 5.

A somatória igual a "0" indica as áreas sem restrições à implantação de trincheiras, o resultado "1" indica que apenas uma classe apresenta alguma restrição (condição secundariamente favorável), os valores maiores ou iguais a 2 indicam áreas cujas limitações indicam sérias dificuldades de implantação sem estudos mais aprofundados, sendo classificadas como restritivas.

Tabela 5 – Classes de potencial para implantação de trincheiras e somatória de pesos correspondente.

Classe de Potencial	Σ Pesos
Favorável	0
Intermediária	1
Restritiva	2 - 6

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Através do cruzamento das cartas declividade, pedologia e uso e ocupação do campus da UFSCar, obtidas do trabalho de Paese et al. (1998), pode-se obter a carta que indica as áreas potenciais para implantação de estruturas de infiltração (figura 5).



Figura 5 - Áreas potenciais para implantação de estruturas de infiltração no campus da UFSCar.

Grande parte da classe favorável, indicada na figura acima, consta de jardins e gramados adjacentes a edifícios, onde o solo é predominantemente arenoso, o nível de lençol freático é baixo e a declividade é menor do que 10%.

A classe intermediária aparece em grande parte das áreas hoje ocupadas por monocultura de eucalipto e pinus e que são passíveis de ocupação futura para esta finalidade considerando a legislação ambiental brasileira.

Área de proteção permanente, de reserva florestal, represas, e com mata ciliar, são consideradas restritivas. Tal definição pode ser alterada caso o plano de expansão do campus deixe de considerá-las prioritárias para preservação.

CONCLUSÕES

A técnica mostra-se eficaz como parte integrante da elaboração de Planos de Manejo de Águas Pluviais e servindo de subsídio na seleção de áreas que podem ser utilizadas para o emprego de trincheiras de infiltração para escoamento das águas de chuva, podendo ser expandida para outras técnicas de infiltração de acordo com a característica de cada uma.

A técnica também generaliza aspectos construtivos e de alocação de espaço. As trincheiras de infiltração são técnicas lineares e, por isso, demandam áreas de comprimento alongado, podendo se tornar inviáveis após o dimensionamento hidráulico da estrutura. Além disso, a construção de trincheiras de infiltração pode demandar o emprego de máquinas para escavação, sendo que nem sempre a circulação destas é possível.

REFERÊNCIAS

- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.
- BARRAZA LARIOS, M. R.; CALIJURI, M. L. Identificação de Áreas de Risco à Erosão Utilizando Sistemas de Informações Geográficas. In: IV Congresso de Engenharia Civil, 2000, Juiz de Fora, MG. Anais do IV Congresso de Engenharia Civil. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2000, v. 2. p. 703-714.
- CAMARA, G.; SOUZA, R.C.M.; FREITAS, U.M. & GARRIDO, J. SPRING: Integrating remote sensing and GIS by object-oriented data modelling. *Computers & Graphics*, 1996. 20(3): 395-403.
- CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de textos, 2005. 302 p.
- LORANDI, R.; GONÇALVES, A. R.; MATELLATO, J. M. **Levantamento pedológico semidetalhado do "Campus" da Universidade Federal de São Carlos (SP) e suas aplicações**. Relatório Final do Projeto CNPq 400186q87-0qPQqFV, 1988.
- LOWNDES, M. A. **The Wisconsin Storm Water Manual: Infiltration basins and trenches**. Wisconsin Department of Natural Resources, University of Wisconsin. Wisconsin, 2000. 15p. Disponível em: <http://learningstore.uwex.edu/pdf/g3691-3.pdf>. Acesso em 26 de outubro de 2009.

- MINISTÉRIO DAS CIDADES. **Programa Drenagem Urbana Sustentável. Manual para apresentação de propostas.** 2006.
- PAESE, A.; SANTOS, J.E.; PIRES, J.S.R. Análise Ambiental através da identificação de unidades de paisagem. Caso de estudo: campus da UFSCar, São Carlos, SP. In: SEM. REG. ECOL., 8. **Anais...** São Carlos, 1998. p. 741-758.
- PEJON, O.J., ZUQUETTE, L.V. (Ed.). Cartografia Geotécnica e Geoambiental. Conhecimento do meio físico: base para a sustentabilidade. São Carlos (SP): Suprema Gráfica Editora, 2004. p. 1-20.
- URBONAS, B; STAHRE, D. Stormwater: **Best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management.** Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993. 449p.

A Proposal For Selection of Potential Areas For Infiltration Trench Deployment: Case Study - The Campus of UFSCar, São Carlos – SP

ABSTRACT

Flooding and flash-floods represent the most common urban environmental problem in Brazilian cities today. Their existence is the consequence not only of the occupation of the riverside areas, but the adoption of urban drainage projects which for decades merely prioritized the channeling of surface run-off to water bodies and courses. Techniques that favor the local solution with emphasis on infiltration could be an alternative to minimize existing problems and reduce the processes in the future. The present work proposes the use of digital cartography techniques on the environment with the support of geographical information systems for the implantation of infiltration trenches. The proposal was applied on the UFSCar campus with a view to the preliminary analysis of the potential areas for the implantation of infiltration trenches considering the attributes of steepness, soils and land use. The results showed good technical suitability to the desired purpose, indicating good potential for application in other areas with a higher number of attributes to be taken into consideration.

Keywords: infiltration trenches, drainage, Geoprocessing, physical environment mapping.

APRESENTAÇÃO DE ARTIGOS

Os artigos devem ser encaminhados à ABRH no link abaixo. Devem ser escritos preferentemente em português. Os artigos são enviados a dois revisores para avaliação e devem ser inéditos e apresentar contribuição técnico-científica à comunidade. O tamanho máximo é de dez páginas incluindo tabelas, figuras, etc.

Será cobrado R\$ 150,00 por página excedente, até o limite total de 20 páginas por artigo.

<http://www.abrh.org.br/servicos/rbrh>

Para enviar o artigo de forma on-line o autor deve se cadastrar no sistema da Revista. Para tanto basta seguir as orientações constantes no item "ajuda".

Formato do arquivo

- **Importante:** numerar as páginas e não usar cabeçalhos, rodapés ou notas de rodapé;
- **Tamanho do papel:** A4 (210x297 mm);
- **Margens:**
 - espelho;
 - superior: 2,8 cm;
 - inferior: 4,0 cm;
 - interna: 2,4 cm;
 - externa: 1,6 cm;
- **Colunas:** duas colunas iguais com 8,1 cm de largura e espaçamento interno de 0,8 cm;
- **Espaçamento entre linhas:** simples;
- **Fonte:** Nebraska 10pt (inclusive nas figuras);

Equações

- Não exceder a largura de uma coluna (se necessário, dividir em duas ou mais partes);
- No meio de um parágrafo, preferir os recursos "inserir símbolos" e "sobre/subscrito" ao invés do editor de equações;
- Não usar itálico ou negrito;
- **No editor de equações do Microsoft Word:**

- Estilo:

Texto:	Nebraska
Função:	Nebraska
Variável:	Nebraska
Grego minúsculo:	Symbol
Grego maiúsculo:	Symbol
Símbolo:	Symbol
Matriz/vetor:	Nebraska
Número:	Nebraska

- Tamanho:

Inteiro:	10pt
Subscrito/sobrescrito:	7pt
Sub-subscrito/sobrescrito:	6pt
Símbolo:	11pt
Subsímbolo:	8pt

Figuras

- Sem bordas ao redor;
- Não devem ser maiores do que meia página;
- Evitar linhas muito finas ou muito espessas;
- Evitar fonte muito pequena ou muito grande;
- Não dispor figuras verticalmente;
- Todas em preto e branco ou tons de cinza com legendas inteligíveis;
- Poderão ser impressas em cores se o autor arcar com os custos adicionais de impressão;
- Evitar o excesso de informações ou figuras repetitivas;
- **Na versão final**, todas as figuras devem ser enviadas separadamente em formato TIFF (opcionalmente em JPEG, PCX, GIF ou BMP) com boa resolução (300dpi ou mais) e sem serrilhado.

Tabelas

- Não devem ser maiores do que meia página;
- Evitar tabelas muito extensas ou repetitivas;
- Não dispor tabelas verticalmente;
- Devem ser criadas no mesmo editor usado para o texto (Ex. Microsoft Word).

Referências

- Todas devem estar citadas no texto e vice-versa;
- Citações no texto em letras minúsculas e nas referências, em maiúsculas;
- Títulos das publicações em itálico.

Sumário

- 5 **Modelo Numérico de Boussinesq Adaptado para a Propagação de Ondas de Embarcação em Águas Rasas**
Maria Francisca do Nascimento, Claudio Freitas Neves, Geraldo de Freitas Maciel
- 21 **A Utilização da Simulação Dinâmica como Ferramenta de Apoio à Gestão de Bacias Hidrográficas: O Caso do Arroio Dilúvio em Porto Alegre, RS**
Othon Fialho de Oliveira, Carlos André Bulhões Mendes, Francisco Carlos Bragança de Souza
- 31 **Simulação Hidrológica de Rios com Grandes Planícies de Inundação**
Adriano Rolim da Paz, Walter Collischonn, Carlos E. M. Tucci
- 45 **Acumulação e Transporte de Sedimentos na Microdrenagem: Monitoramento e Modelagem**
Ana Paula Gomes e Eloiza Maria Cauduro Dias de Paiva
- 57 **Avaliação do Volume e Análise da Deposição de Sedimentos do Reservatório de Três Irmãos**
Liliane Lazzari Albertin, Artur José Soares Matos, Frederico Fábio Mauad
- 69 **Comportamento Hidrológico de Áreas Urbanas Impermeabilizadas Diretamente Conectadas e Total**
Ademir Paceli Barbassa, João Batista Neto de Campos
- 81 **Comportamento Hidrológico em Bacias com Floresta Nativa e Implantada no Município de Caçador, SC**
Adilson Pinheiro, Louise Cristine Franzoi, Marcos Rivaldi da Silva
- 89 **Hidrogeoquímica do Arsênio e de Outros Constituintes Inorgânicos Presentes nas Águas Subterrâneas da Cidade de Ouro Preto-MG**
José Augusto Costa Gonçalves, Jorge Carvalho de Lena, Herminio Arias Nalini Júnior, José Fernando de Paiva, Janice Cardoso Pereira
- 105 **Análise Econômica Aplicada à Decisão sobre Alocação de Água entre os Usos Irrigação e Produção de Energia Elétrica: O Caso da Bacia do Rio Preto (DF/GO/MG)**
Bruno Goulart de Freitas Machado, Oscar de Moraes Cordeiro Netto
- 121 **Gestão das Águas Subterrâneas no Estado da Paraíba: Proposta de Modelos de Cobrança**
José Augusto de Souza, Márcia Maria Rios Ribeiro, Zédna Mara de Castro Lucena Vieira
- 135 **Proposta para Seleção de Áreas Potenciais para Implantação de Trincheiras de Infiltração: Estudo de Caso - Campus da UFSCar, São Carlos - SP**
Alessandro Hirata Lucas; Lorena Avelina Rojas Gutiérrez; Sérgio Antonio Rhöm; José Augusto de Lollo