

## CALIBRAÇÃO DE UM MODELO HIDRODINÂMICO EM UM CANAL URBANO UTILIZANDO ALGORITMOS GENÉTICOS MULTIOBJETIVOS

*HYDRODYNAMIC MODEL CALIBRATION IN AN URBAN CHANNEL USING MULTIOBJECTIVE GENETIC ALGORITHMS*

**Klebber Teodomiro Martins Formiga<sup>1</sup>, Fernanda Almeida de Oliveira<sup>2</sup>, Tatiane Souza Rodrigues Pereira<sup>3</sup>, Alexandre Kepler Soares<sup>4</sup>**

Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Avenida Universitária, n. 1488, Setor Universitário. CEP 74605-220, Goiânia, Goiás, Brasil.

<sup>1</sup>Doutor em Hidráulica e Saneamento. E-mail: klebber.formiga@gmail.com

<sup>2</sup>Mestre em Engenharia do Meio Ambiente. E-mail: fe.almeida09@gmail.com

<sup>3</sup>Mestre em Engenharia do Meio Ambiente. E-mail: tatiane.srp@hotmail.com

<sup>4</sup>Doutor em Hidráulica e Saneamento. E-mail: aksoares@gmail.com.

### RESUMO

Este trabalho tem por objetivo efetuar a calibração de um modelo hidrodinâmico para canais abertos utilizando algoritmos evolucionários multiobjetivos a partir de medições de nível da água. O método foi aplicado em um canal urbano com revestimento lateral de Gabião e com macrorrugosidades de fundo. Por ser um modelo hidráulico com poucos parâmetros, empregou-se apenas um evento para calibração dos parâmetros do coeficiente de rugosidade de Manning, referentes aos trechos apenas com revestimentos com Gabião e com macrorrugosidade de concreto. Outros três eventos foram usados para validação. Para tanto, foram empregadas duas funções objetivo na calibração pelo uso do algoritmo de otimização NSGA-II, o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe e o erro da cota de pico. O NSGA-II apresentou excelentes resultados, obtendo-se coeficientes de Nash-Sutcliffe superiores a 0,96, e erros da cota máxima inferiores a 0,40 cm, tanto para calibração quanto para validação, em todos os eventos. Os valores médios encontrados para os coeficientes de rugosidade de Manning foram de 0,0905 para o trecho com macrorrugosidade de fundo de concreto e de 0,0277 para o trecho com Gabião.

**Palavras-chave:** Otimização multiobjetivo; Equações de Saint-Venant; Escoamento não permanente; NSGA-II; curva-chave.

### ABSTRACT

This paper aims to perform calibration of a hydrodynamic model for open channels using evolutionary algorithms multi-objectives from water level measurements. The method was applied in an urban channel with gabion coating with bottom macro-roughness. An event was used to calibrate parameters and three events for validation. Two objective functions were used in the optimization, the Nash-Sutcliffe efficiency coefficient and the error of the peak quota. The NSGA-II optimization algorithm presented excellent results, obtaining Nash-Sutcliffe coefficients higher than 0.96, and errors of maximum dimension less than 0.40 cm for both calibration and validation of every event. The value of the roughness was found to be 0.0905 for the path with obstacles and 0.0277 for the part with gabion.

**Keywords:** Multi-objective optimization; Saint-Venant equations; Unsteady flow; NSGA-II; Rating curve.

### 1 – INTRODUÇÃO

As informações de vazões são essenciais na análise hidrológica sendo fundamentais em estudos de dimensionamento de estruturas, planejamento e gerenciamento de recursos hídricos, sistemas de alerta em tempo real, dentro outros. Uma grande parte destes estudos hidrológicos requer o emprego de modelos chuva-vazão, nos quais as vazões são também as principais variáveis. No entanto, a precisão da informação do escoamento e da precipitação são fundamentais para redução das incertezas da modelagem, pois os erros provenientes dos dados afetam a confiabilidade dos resultados obtidos. Deste modo, modelos conceitualmente mais precisos, necessitam de informações mais confiáveis.

No entanto, os dados de vazões confiáveis nos cursos d'água é a variável usual da Hidrologia mais difícil a ser obtida, pois é um procedimento muitas vezes demorado,

perigoso e de alto custo (CORATO; AMMARI; MORAMARCO; 2014), mesmo com a tecnologia atual, a sua medição ainda problemática principalmente quando ocorre uma rápida alteração do nível de água, ou quando o curso de água tem velocidades maiores que 5 m/s, ou ainda quando o acesso ao local difícil (YANG *et al.*, 2014).

Assim, na grande maioria dos casos, recorre-se a metodologias indiretas para se estimar a vazão em uma seção de rio. O procedimento mais empregado para este fim é a curva chave, que consiste em uma equação, obtida a partir de diversas medições diretas de vazão para diversos níveis de água, que especifica o deflúvio para cada altura da lâmina de água no local, sendo essencialmente uma relação unívoca, ou seja, para cada nível existe apenas uma vazão.

Porém, esse conceito tem sérios problemas e tem sido bastante contestado na literatura (ARICÒ; NASELLO; TUCCIARELLI, 2009), pois ele assume diversas

condições para que seja verdadeira. A primeira simplificação da curva chave é considerar o regime de escoamento permanente, implicando na sua unicidade, ou seja, cada vazão está associada diretamente a uma única cota. Entretanto, nos hidrogramas naturais dos rios os regimes são caracterizados por apresentar escoamento não permanente, com os termos de aceleração local e convectiva das equações de Saint-Venant com valores que não podem ser negligenciados, especialmente nas situações de cheias, o que em muitos casos por provocar o efeito de histerese na relação cota-vazão (PERUMAL; PRICE; 2013).

Em canais urbanos o uso da cota-vazão é ainda mais restrito, pois essa variação do hidrograma é ainda mais rápida, com o processo de ascensão e recessão ocorrendo em um intervalo muito pequeno de tempo na ordem de horas ou minutos, implicando em valores maiores para as acelerações, dificultado ainda pelo processo de medição em si. Ademais, nos cursos d'água urbanos canalizados, as velocidades de escoamento são, em muitos casos, superiores às recomendadas pelos fabricantes dos equipamentos (SONTEK, 2014). Outro problema que ainda ocorre em córregos urbanos é a grande variação das cotas ao longo do tempo de medição, fazendo com que a vazão no início da medição seja muito diferente da final, podendo haver diferenças superiores a 100% entre esses valores (ARICÒ; NASELLO; TUCCIARELLI, 2009).

Devido a esses problemas, o uso de modelos hidrodinâmicos tem aumentado nos últimos anos como uma alternativa para substituir a curva cota-vazão no monitoramento do escoamento (PERUMAL; SAHOO; 2007).

Os modelos hidrodinâmicos são caracterizados por dois tipos de variáveis: físicas, compostas basicamente pela geometria do canal; hidráulicas, que correspondem aos coeficientes de perda de carga distribuídas ou localizadas. Considerando que a geometria do curso de água é conhecida, apenas os parâmetros hidráulicos necessitam de ajustes. Isso pode ser feito com base em dois tipos de informação: velocidades médias na seção do rio e/ou dados de inclinação da superfície da água.

Os métodos baseados nas medidas de velocidades ou vazões requerem menos informações físicas, no entanto precisam de informações de vazões e da seção para determinar os coeficientes do modelo (CORATO; MORAMARCO; TUCCIARELLI, 2011; MORAMARCO; SALTALIPPI; SINGH; 2011). Dados de velocidades podem ser empregadas para este fim, porém é preciso considerar um perfil de velocidades para estimar a vazão (PERUMAL; 1994; CHOO *et al.*, 2014). Tais modelos requerem menos informações adicionais da geometria, tanto que Aricò *et al.* (2010) indicam que o conhecimento de 500 m das características do trecho de canal são suficientes para este tipo modelagem.

Quando os dados de escoamento são difíceis de serem medidos, deve-se ter informações sobre a declividade da linha de água para o ajuste do modelo, que pode ser obtida efetuando-se a medição simultânea de nível em duas seções, que podem ser realizadas diretamente por meio de linígrafos (PERUMAL; SAHOO, 2007; ARICÒ *et al.*,

2010; PERUMAL *et al.*, 2006) ou usando dados de sensoriamento remoto (ROUX; DARTUS, 2008; DURAND *et al.*, 2014). No entanto, para que possam ser empregados, nos métodos baseados na leitura de nível são requeridas informações das características geométricas de todo o trecho estudado com um bom nível de detalhamento. Nos modelos hidráulicos com informações físicas de qualidade, os parâmetros a serem obtidos são basicamente os coeficientes de perda de carga (Manning, Chezy ou Darcy-Weissbach).

Para que se tenha êxito na modelagem do sistema hidráulico é necessário o uso da ferramenta calibração. A calibração consiste no ajuste dos parâmetros com o objetivo de se obter a melhor resposta do modelo computacional quando comparado aos dados experimentais. Assim, de modo geral, o parâmetro utilizado no ajuste nestas situações é a rugosidade do canal. Bao; Zang; Qu (2008) afirmam que o parâmetro rugosidade desempenha um significativo papel no modelo hidrodinâmico, pois é um parâmetro muito sensível. Isso significa dizer que, pequenas variações nos valores desse parâmetro podem causar grandes diferenças nos resultados das simulações. Dessa maneira, sua determinação é a questão fundamental da modelagem numérica, pois é necessário avaliar o efeito da rugosidade sobre os resultados simulados, por meio da realização de testes.

A calibração e verificação de modelos de escoamento não permanente são essenciais para ganhar confiança na sua utilização (CHAUDHRY, 2008). A complexidade desse estudo está relacionada à obtenção dos dados e sua compatibilização, implementação do modelo hidrodinâmico, calibração dos dados e validação dos resultados para que o sistema possa determinar o valor do parâmetro rugosidade com precisão. Assim os resultados obtidos podem ser utilizados como respaldo técnico para previsão de inundações e de comportamento hidrológico-hidráulico de canais.

Diversas técnicas de calibração de modelos hidrodinâmicos são empregadas, tais como programação não linear (ARICÒ; NASELLO; TUCCIARELLI, 2009) e algoritmos genéticos (TANG *et al.*, 2014). No entanto, por se tratar de uma simplificação da realidade, dificilmente existe uma única resposta possível para os parâmetros do modelo (BEVEN, 2012), sendo recomendado o uso de métodos que possam avaliar diferentes nuances do problema. A otimização multiobjetivo é uma das técnicas que tem sido empregada para garantir uma maior abrangência do modelo, em especial os métodos multiobjetivos baseados em algoritmos evolucionários tem se mostrado ideais para resolver este tipo de problema (YAPO; GUPTA; SOROOSHIAN, 1998).

Dessa forma, o objetivo deste trabalho é desenvolver um método para calibração de um modelo hidrodinâmico de um canal urbano na cidade de Goiânia empregando o algoritmo evolucionário multiobjetivos NSGA-II.

## 2 – MODELOS HIDRODINÂMICOS

Os modelos hidrodinâmicos unidimensionais utilizam as Equações de Saint Venant. As principais variáveis de saída

destes modelos são vazões e níveis de água no tempo e espaço. As formas completas destas equações são obtidas através da aplicação das leis de conservação de massa e quantidade de movimento em um volume de controle assumindo as seguintes considerações (AKAN, 2006; CHAUDHRY, 2008):

- o escoamento é unidimensional – a velocidade é uniforme nas seções transversais e o nível de água na transversal é horizontal;
- o fluido é incompressível e homogêneo, sem variação de massa específica;
- aceleração vertical é desprezível e a variação da pressão na vertical é hidrostática;
- a declividade do fundo do canal é suficientemente pequena;
- as perdas de carga no escoamento são consideradas através das leis de resistência, tais como Manning ou Chezy.

As duas equações da conservação de massa (Equação 1) e energia (Equação 2) podem ser escritas como:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f - gAS_o = 0 \quad (2)$$

Em que:  $x$  é a distância na direção do escoamento,  $t$  é o tempo;  $A$  é a área molhada da seção transversal,  $Q$  é a vazão,  $h$  é a profundidade do escoamento,  $g$  é a aceleração da gravidade, e  $S_o$  é a declividade do fundo, e  $S_f$  é a declividade da linha de energia. Assumindo que a perda de carga pode ser calculada pela equação de Manning, o valor de  $S_f$  pode ser obtido pela Equação 3.

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R_H^{4/3}} \quad (3)$$

As Equações 1, 2 e 3 são matematicamente classificadas como equações diferenciais parciais hiperbólicas, necessitando para a sua solução duas condições de contorno e uma condição inicial para as variáveis do problema.

No caso de o escoamento ocorrer em regime supercrítico, são requeridas duas condições de contorno de montante, caso o escoamento seja subcrítico, será preciso conhecer uma condição de montante e outra de jusante (AKAN, 2006; ARICÓ *et al.*, 2010).

As condições de contorno de montante podem ser representadas por um hidrograma ou linimograma de entrada. Já as condições de jusante são estabelecidas por relações cota-vazão, ou por uma seção de escoamento crítico, como em vertedores por exemplo. Pode -se ainda ser considerada uma condição de escoamento normal após o trecho monitorado. Para condição inicial é preciso definir os valores das variáveis de escoamento (vazão e velocidade) e geométricas (altura da água, área molhada, raio hidráulico) em todas as seções ao longo do canal, para o tempo de simulação zero. A maior dificuldade no cálculo

das condições de contorno e inicial é a falta de informação dos valores de vazões em qualquer seção do canal.

As equações de Saint-Venant e suas condições inicial e de contorno não tem resolução direta sendo preciso recorrer à métodos numéricos para se resolver o problema. Existem dois tipos principais de abordagem para resolver o problema: métodos explícitos – em que não se precisa resolver sistemas de equações lineares – e métodos implícitos – que requerem a solução de sistemas de equações (CHAUDHRY; 2008). De um modo geral, os métodos explícitos, como o Lax Difusive, requerem que se conheça os valores de nível e vazão de montante, havendo dificuldade de se trabalhar apenas com limnogramas, assim, os métodos implícitos são os mais recomendados para problemas como o apresentado neste trabalho. Dentre os métodos implícitos, um dos mais empregados em modelos hidrodinâmicos é o esquema de box, ou de Preissman, que é o utilizado nesse estudo, pois oferece boa estabilidade numérica. No entanto, para escoamentos transcíticos o seu uso direto tem diversos problemas (FREITAG, 2003).

O modelo foi implementado em ambiente MATLAB, sendo testado para um canal de laboratório de 4 m (OLIVEIRA *et al.* 2016).

### 3 – CALIBRAÇÃO DE MODELOS

Ao se desconhecer informações hidráulicas, tendo-se apenas dados dos níveis de água de montante e condição de contorno de jusante, o problema torna-se indeterminado. Nesse caso é necessário que se conheça informações sobre os dados dos níveis de água no trecho, de modo a estimar as características hidráulicas do modelo, para o local (ARICÓ *et al.*, 2009). Essa determinação, é realizada pelo emprego de técnicas de calibração automática de modelos.

Diferentemente da calibração dos modelos hidrológicos, que ainda é fruto de pesquisa e análise, dada a complexidade e o nível de incertezas e simplificações que existem neste, a calibração de modelos hidráulicos físicos com uma boa qualidade de informação é um processo menos complexo, uma vez que as incertezas são relativamente menores.

No entanto, o uso de apenas um critério de performance pode provocar uma situação superadaptação dos parâmetros do modelo a uma condição, ou vazão, particular, podendo não retatar bem para outros cenários. Isto tende a ocorrer, principalmente quando se tem poucos eventos para avaliar. Assim, para se reduzir esta tendência, é recomendado avaliar a adequação do modelo utilizando mais de um critério. Dessa forma, os métodos de determinação mais recomendados são os baseados em técnicas multicriterial, que buscam encontrar um conjunto de soluções Pareto-ótimas.

Embora a otimização multiobjetivo já venha sendo empregada na calibração de modelos hidrológicos desde os anos 1990 o seu uso na calibração de canais, embora envolva mais de uma função objetivo, ainda é recente e pouco explorado.

Dentre as técnicas multicriteriais, as que têm apresentado melhor resultados nos processos de calibração

são as baseadas em Algoritmos Evolucionários Multiobjetivos. Destas, o algoritmo NSGA-II (DEB, 2001) tem se mostrado um dos melhores e mais robustos para este tipo de problema (DUNG *et al.*, 2011).

O método NSGA-II (*Non-dominated Sorting Genetic Algorithm II*) foi proposto por Deb *et al.* (2000) e emprega alguns conceitos do NSGA (SRINIVAS e DEB, 1994) e, mesmo tendo algumas semelhanças, tem diversos pontos que diferenciam do algoritmo predecessor sendo o principal o conceito de elitismo que foi incorporado ao método.

O elitismo é uma proposta original de DeJong (1975), que procura preservar, na população gerada, os melhores indivíduos da população atual. Verificou-se que a adoção de alguma espécie de elitismo em algoritmos genéticos causa um aumento da eficiência para funções unimodais, enquanto provocava uma convergência prematura em problemas multimodais (ZITZLER, 1999).

A incorporação do elitismo a problemas multiobjetivo é complexa, uma vez que a quantidade de indivíduos pertencentes à população de “elite” pode ser consideravelmente maior do que a população com que se está trabalhando, já que a fronteira não dominada possui um número infinito de elementos para funções contínuas.

O método NSGA-II inicia com a geração de uma população inicial de  $P$  indivíduos  $\Lambda_0$ . Essa população é então dividida em diferentes níveis ou frentes de não-dominância ( $\Gamma_i$ ), segundo os critérios de Pareto. A aptidão de cada indivíduo será igual ao valor da frente na qual ele está localizado (Figura 1). A primeira frente ( $\Gamma_1$ ) indica soluções não domindadas. Ao se excluir os indivíduos desta frente, encontram-se novos indivíduos não dominados que irão formar  $\Gamma_2$ , e assim sucessivamente. Depois de se avaliar  $\Lambda_0$  aplicam-se os operadores: de seleção por torneio, cruzamento e mutação, gerando-se a população “filha”  $\delta_0$  (Figura 2).

A seleção, segundo esta metodologia, é efetuada através da *seleção por torneio*, que é realizado considerando que cada solução  $i$  possui dois atributos: a) ranking de não-dominância  $r_i$ ; b) distância de aglomeração  $da_i$ . Baseado nessas duas características é realizado o torneio de seleção em que um candidato  $i$  vence um candidato  $j$  se uma das seguintes afirmações for verdadeira: 1) se a solução  $i$  numa frente ( $\Gamma_i$ ) for menor (no caso de minimização) do que a solução  $j$ ; 2) se as duas possuem o mesmo *ranking*, mas a solução  $i$  tem um valor de  $da_i$  maior do que da solução  $j$ .

Uma população  $\Psi$  é criada como sendo a união das duas populações anteriores ( $\Lambda_0$ ,  $\delta_0$ ) e tendo tamanho de  $2P$ . O passo seguinte é a construção de uma nova população geradora  $\Lambda_{n+1}$ . Como apenas  $P$  soluções podem compor  $\Lambda_{n+1}$ ,  $P$  soluções de  $\Psi$  são descartadas. Inicialmente, é feita uma divisão de toda a população  $\Psi$  em novas frentes. O preenchimento da nova população  $\Lambda_{n+1}$  é feito inicialmente com as alternativas pertencentes à  $\Gamma_1$ . Segue-se o preenchimento com  $\Gamma_2$ . Os conjuntos de

soluções  $\Gamma_i$  são inseridos na sua totalidade até o limite de  $P$ .

Ao se ultrapassar esse limite, o algoritmo NSGA-II escolhe as soluções melhor distribuídas, empregando-se um critério denominado de distância de *aglomeração* ou *multidão*. A distância de aglomeração ( $da$ ) de uma solução reflete a densidade de alternativas localizadas à sua volta, e será igual ao perímetro do cubóide, no espaço das funções objetivo, que envolve uma solução  $i$ . Este cubóide tem em seus vértices as soluções mais próximas de sua vizinhança. Os elementos que se situarem nos extremos do nível, ou seja, aqueles que tiverem os maiores e menores valores para alguma função objetivo, terão sua distância de aglomeração igual a 0.

Tendo a população  $\Lambda_{n+1}$  sido definida, procede-se uma seleção para a geração de  $\delta_{n+1}$ . O processo de geração de novas populações continua até que o critério de parada seja atendido.

Figura 1 – Ordenação do método NSGA-II

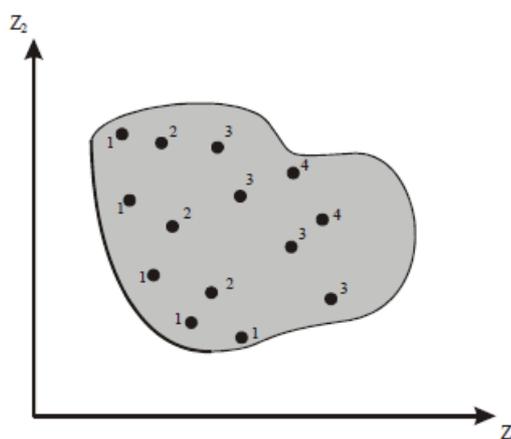
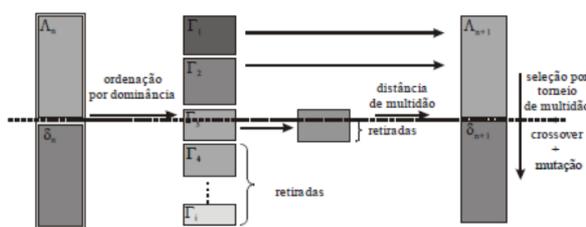


Figura 2 – Esquema do método NSGA-II (Adaptado de DEB, 2001)



#### 4 – ESTUDO DE CASO

O procedimento para determinação da vazão foi aplicado aocanal urbano do Córrego Botafogo, localizado na Cidade de Goiânia. O trecho do canal estudado tem comprimento de 425 m (Figura 3), com suas paredes e fundo construídos em Gabião, embora em alguns pontos esteja assoreado (Figura 4a). O canal é quase retangular (4,30 por 12,00 m), no entanto, ocorreu e ainda ocorre processo de assoreamento, modificando o formato original, o que implicou na necessidade de se efetuar um levantamento topográfico empregando estação total, sendo feita a

aquisição de dados de 33 seções transversais com cerca de 10 pontos em cada seção. O canal apresenta, ainda, estruturas de concreto em formato de cubo (macrorrugosidades de fundo) com, aproximadamente, 1 m de aresta (Figura 4b) dispostas, aproximadamente, à cada 50 m em um trecho de 300 m, totalizando sete estruturas ao todo.

Os dados de nível foram adquiridos em dois pontos, empregando linígrafos de pressão modelo ONSET HOBO U20, com resolução de 2 mm (Figura 5). O intervalo de aquisição dos dados foi de 1 min, sendo que os dados obtidos (em pressão absoluta), foram pós-processados, para determinação da lâmina de água empregando dados barométricos obtidos de uma estação localizada a 1,5 km do local.

#### 4.1 Eventos

Foram utilizados 4 eventos, monitorados no Córrego Botafogo entre dezembro/2011 e janeiro/2012, mostrados na Figura 4. Um evento foi empregado para a calibração do modelo (E1) e os outros três foram utilizados para validação (E2, E3 e E4). Vale ressaltar novamente, que diferentemente dos modelos hidrológicos, não há necessidade de se ter uma grande quantidade de eventos para o ajuste do modelo, pois as características geométricas da seção são conhecidas, as variáveis de decisão são poucas e se tem uma boa quantidade de informação da superfície líquida.

O Evento 1 (E1) é o que apresenta maiores alturas nas lâminas nas seções de montante (H1) e jusante (H2), com um valor máximo de 2,52 m e 1,87 m, respectivamente. O evento E2 mostra alturas máximas de 1,35 m e 0,92 m à montante, enquanto que os dois outros – E3 e E4 – tiveram altura máxima de 0,90 m (H1) e 0,60 m (H2). O evento com maior duração foi o E3 com 30,060 s (501 min). Os outros duraram cerca de 10s (170 min).

Embora os eventos tenham magnitudes diferentes, é esperado que o modelo simule todos eles sem alteração nos valores dos parâmetros da equação de Manning, que seriam universais para todos os eventos naquela condição.

Figura 3 – Trecho do canal monitorado indicando o formato e tipo de revestimento (a) e estruturas de concreto (b)



Figura 4 – Trecho do canal monitorado indicando o formato e tipo de revestimento (a) e estruturas de concreto (b)



Figura 5 – Linígrafo utilizado no estudo



#### 4.2 Condição Inicial

Sem os dados de vazão, a condição inicial conhecida no problema é o nível da superfície da água na seção de controle. No entanto, precisa-se de informações tanto de altura de lâmina quanto de vazão ou velocidade em todas as seções do trecho a ser simulado, assim a determinação das variáveis iniciais (geométricas e hidráulicas) foi feita empregando processo iterativo.

Neste trabalho utilizou-se um método é baseado no *Step Method* empregando um algoritmo Newton-Raphson para o cálculo dos valores da altura (AKAN, 2006). O processo tem as seguintes etapas: 1) indicação de um valor inicial para a vazão no trecho; 2) cálculo da altura da lâmina de água na seção de jusante, empregando a condição de contorno do problema; 3) determinação das lâminas de água no trecho empregando o *Step Method* mais Newton-Raphson; 4) comparação dos valores da cota observada e calculada na condição de contorno de jusante; 5) ajuste da vazão empregando um algoritmo de busca local, neste trabalho empregou-se o método da secante.

#### 4.3 Condições de Contorno

As condições de contorno de montante foram obtidas a partir das medidas dos linígrafos (cujos valores são apresentados na Figura 4). Esta condição é adicionada ao método Preissman a partir da determinação do resíduo na seção de montante ( $r_1$ ) para altura de água, e é calculado pela Equação 4:

$$r_1 = h_1 - H_1 \quad (4)$$

Como não existe um controle específico a jusante, como uma queda de água ou vertedor, considerou-se como condição contorno de jusante que a linha de energia do escoamento no final do canal teria a mesma declividade da profundidade normal. O resíduo ( $r_N$ ) é calculado pela Equação 5:

$$r_N = h_N - h_{NN} \quad (5)$$

Em que:  $h_{NN}$  a altura normal do escoamento à jusante do canal.

#### 4.4 Calibração e Validação

O processo de calibração é mostrado no fluxograma da Figura 7. A calibração foi feita considerando o evento E1 (Figura 6a). As funções objetivo do problema são o coeficiente de eficiência (COE) de Nash-Sutcliffe (Equação 6) e a diferença entre picos (Equação 7).

$$FO_1 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^t (Hobs_{i,1} - Hcalc_{i,1})^2}{\sum_{i=1}^t (Hobs_{i,1} - \overline{Hobs_1})^2} \quad (6)$$

$$FO_2 = \left| \max(Hobs_{i,2}) - \max(Hcalc_{i,2}) \right| \quad (7)$$

Em que:  $Hobs_{i,x}$  é a altura da lâmina de água observada no tempo  $i$  na seção  $x$ ;  $Hcalc_{i,x}$  é a altura da lâmina de água calculada no tempo  $i$  na seção  $x$ ;  $Hobs_x$  é a altura da lâmina de água média na seção  $x$  e  $t$  é o número de intervalos de tempo.

Figura 6 – Eventos avaliados na calibração (E1) e validação (E2, E3 e E4)

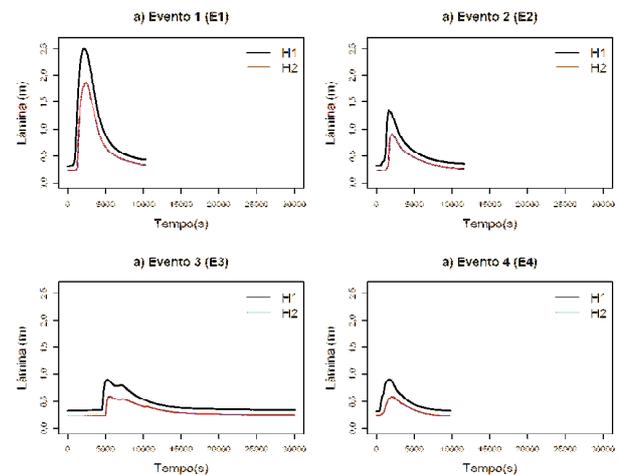
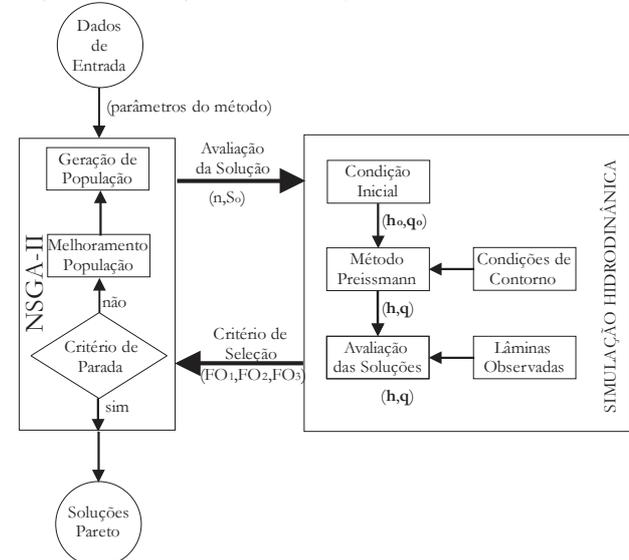


Figura 7 – Fluxograma da calibração do modelo hidrodinâmico



Para a validação do modelo foram empregados os eventos E2, E3 e E4 (Figura 6b, 6c e 6d). Os parâmetros do Algoritmo NSGA-II empregados foram: Tamanho da população: 100; Número de Gerações: 100; Tipo de seleção: torneio de 3 participantes; Tipo de mutação: uniforme; Taxa de mutação: 1%; Tipo de recombinação: 2 pontos; Taxa de recombinação: 80%; Tamanho da população de elite: 50%.

As variáveis de decisão consideradas no processo de otimização foram os coeficientes de Manning dos trechos do canal, sendo adotados dois diferentes valores, um para o trecho com estruturas de macrorrugosidade de fundo de concreto ( $n_1$ ) e outro para o trecho com Gabião ( $n_2$ ).

#### 4.5 Escolha da Alternativa

Nos métodos multiobjetivos é preciso, ao final do problema, escolher uma alternativa dentre aquelas encontradas pelo algoritmo de geração da frente Pareto. Neste trabalho empregado um método de melhor compatibilidade ou compromisso, proposto por Formiga et

al. (2016), em que os valores das funções objetivo das soluções Pareto-ótimas encontradas são normalizadas com relação à média e o desvio pela Equação (8).

$$FO_i = \pm \frac{FO_i - \overline{FO_i}}{\sigma_{FO_i}} \quad (8)$$

Em que:  $FO_i$  o valor normalizado da função objetivo;  $\overline{FO_i}$  a média dos valores das funções objetivo  $i$  do conjunto de soluções encontrado;  $\sigma_{FO_i}$  o desvio padrão dos valores funções objetivo  $i$  do conjunto de soluções encontrado. O sinal será positivo para funções de maximização e negativo para as de minimização.

A compatibilidade ( $C$ ) é então fornecida pela soma das funções normalizadas, em que quanto maior o seu valor mais compatível é a alternativa.

## 5 – RESULTADOS

Os resultados foram divididos em 2 partes, na primeira foi gerada e avaliada a frente de soluções não dominadas, encontrando-se o conjunto de parâmetros de maior compatibilidade. Em seguida, foi feita a validação dos dados encontrados.

### 5.1 Geração das Frentes Pareto

Na determinação das frentes Pareto foram executados 10 processos de busca independentes, e as soluções não-dominadas resultantes foram comparadas, e escolhido o conjunto que obteve melhor dominância. Esse procedimento é necessário quando se trabalha com Algoritmos Evolucionários em geral, uma vez que são métodos estocásticos, tendem a encontrar resultados diferentes em cada processo.

O tempo de simulação gasto em um computador i7 4970k foi de 4,2 horas para um total de 100 indivíduos por 100 gerações, com o sistema rodando as simulações em paralelo.

Os valores das métricas de distância (6a) e de espalhamento (6b) da frente Pareto ao longos das gerações, que indicam a qualidade dos conjuntos encontrados em cada geração são apresentados na Figura 8. Pode-se verificar que elas estabilizam próximo de 10 gerações, ao final das 100 gerações consideradas, a frente resultante era composta por 60 soluções não dominadas.

Os resultados das variáveis de decisão (coeficiente de Manning) e evolução das frentes Pareto são apresentados nas Figuras 9 e 10, respectivamente. Na Figura 10 ainda são mostradas as frentes não dominadas para diferentes gerações.

Pode-se verificar que houve uma convergência para valores muito próximos tanto no espaço das funções (Figura 9) quanto no espaço das soluções (Figura 10). Isto denota que o nível de incerteza encontrado para o evento calibrado foi pequeno. O coeficiente do trecho com estruturas ( $n_1$ ) apresentou uma variação entre o maior e menor valor de 1,5%, enquanto que no trecho subsequente ( $n_2$ ) esta variação foi de 2,8%, que são valores muito

baixos, indicando que houve uma boa adaptação do modelo proposto às condições reais de campo. Os valores das medianas encontrado foram de 0,09045 e 0,02787 para  $n_1$  e  $n_2$ , respectivamente, sendo que a distribuição nos dos valores de  $n_1$  foi mais uniforme do que o observado para  $n_2$ . Os valores do coeficiente de Manning para o trecho sem estruturas de concreto ( $n_2$ ) ficou próximo dos encontrados na literatura (CHAUDHRY, 2008). O valor para o primeiro trecho é compatível com os valores encontrados para canais com macrorrugosidades, que são bem superiores aos canais normais (SCARATTI, 2003; MIELE, 2007).

Figura 8 – Valores das métricas distância (a) e espalhamento (b) relativas à qualidade da frente Pareto

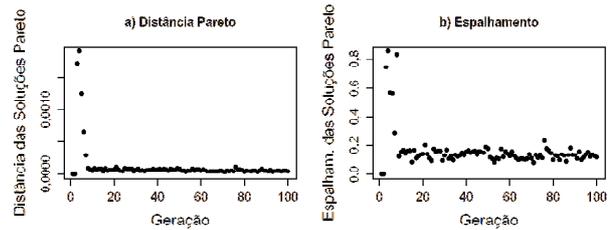
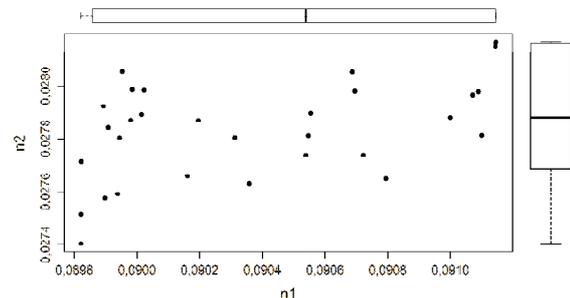


Figura 9 – Valores dos coeficientes  $n$  de Manning do canal encontrados no conjunto Pareto, com gráficos Boxplot indicando as suas distribuições

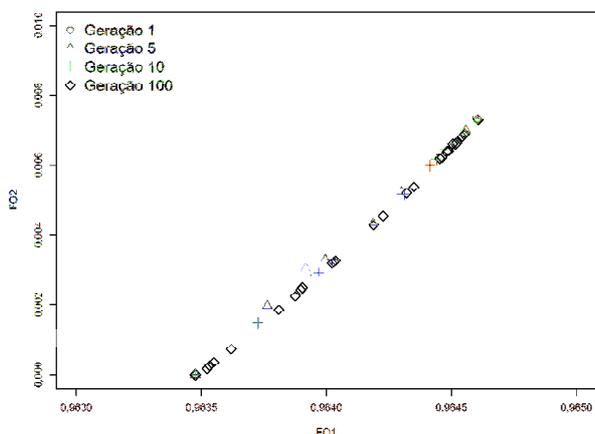


A frente mostrou uma boa distribuição na solução final (Figura 8). Verifica-se também que houve uma aproximação para a região final da fronteira desde as soluções iniciais, Geração 5, sendo que geração 10 já houve uma definição da frente, o processo em seguida fez basicamente uma melhora da distribuição das soluções ao longo da fronteira. Esta etapa é importante pois permite uma maior gama de soluções a serem escolhidas *a posteriori*, no entanto, este é um processo relativamente complexo, sendo uma das principais vantagens do NSGA-II. A frente final apresentou ainda uma boa distribuição dos indivíduos no espaço das soluções, não permitindo a existência de grandes aglomerações e havendo um bom espalhamento das soluções.

Os valores do COE foram muito altos para todas as soluções finais encontradas, com valores superiores a 0,96, o que indica que os dados calibrados são muito próximos dos observados. O passo seguinte após se encontrar a frente Pareto foi determinar a solução de maior compatibilidade empregando o método proposto neste trabalho. Obtiveram-se os seguintes resultados para as variáveis de decisão:

$n_1=0,0905$  e  $n_2=0,0277$ , que ficaram muito próximos das medianas das soluções não dominadas.

Figura 10 – Evolução da frente Pareto ao longo das gerações



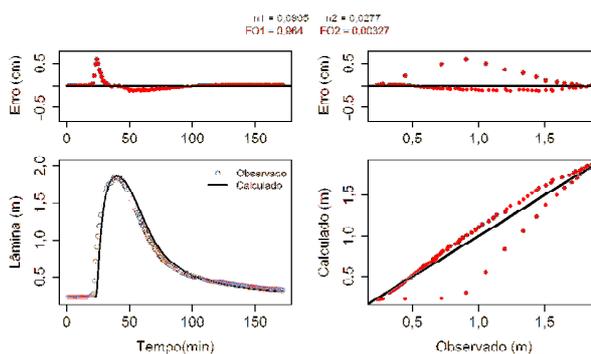
O bom ajuste encontrado pelo processo de otimização pode ser comprovado ao se analisar os linigramas observados e calculados (Figura 11), que mostram valores quase coincidentes. Verifica-se que o maior erro observado ficou na zona de ascensão do hidrograma, onde, em poucos pontos, a diferença entre os dados observados e calculados foi de até 60 cm, que é um erro pontual expressivo. No entanto, na região de pico e de recessão, os valores de lâmina foram quase coincidentes. Esse erro no início pode ser fruto da dificuldade do modelo de trabalhar mudanças muito bruscas, onde as condições das equações de Saint-Venant não são válidas. No entanto, no evento como um todo, a aproximação dos valores observados e calculados, tanto por meio de métricas como o COE quanto graficamente (Figura 11), foi bem próximo.

Esse erro na fase de ascensão do hidrograma implicou em uma tendência do modelo de subestimar algumas lâminas líquidas, sendo compensado no restante das observações por um pequeno aumento frente aos valores observados (Figura 11).

## 5.2 Validação

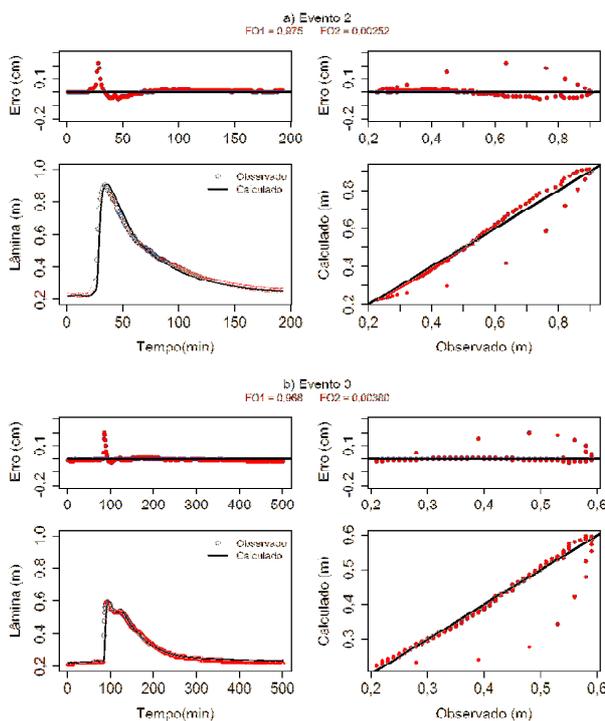
Depois da determinação dos parâmetros efetuou-se a validação do modelo calibrado. Para isto foram empregados 3 eventos apresentados na Figura 6. Os resultados da validação do modelo considerando o E1 são apresentados na Figura 12. Os valores das funções objetivo para os diferentes eventos também são apresentados, denotando que o modelo é capaz de reproduzir de modo adequado as condições hidráulicas do trecho, não havendo uma superadaptação à uma condição específica, uma vez que o modelo se adaptou muito bem a diferentes tipos de eventos, com lâminas menores e/ou com tempos de escoamentos maiores. Isso pode ser constatado pelos valores do COE de Nash-Sutcliffe (FO1) e do erro no pico (FO2), que mostraram valores melhores do que os encontrados na calibração.

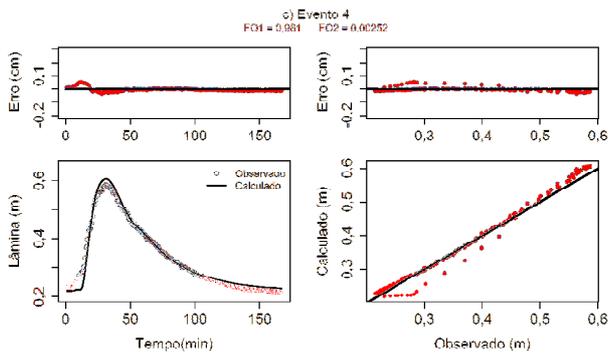
Figura 11 – Valores das lâminas observadas e calculadas para o E1 e os erros em função do tempo e dos valores observados



Para os três eventos empregados na validação, o modelo conseguiu reproduzir bem o comportamento dos níveis de água tanto na ascensão quanto na recessão do hidrograma. O comportamento apresentado na calibração, em que havia um pequeno retardo na subida do hidrograma, ocasionando em um erro pontual nesta etapa, não se reproduziu nos eventos de validação, onde o erro observado foi menor do que o observado na calibração (Figura 12).

Figura 12 – Valores das lâminas observadas e calculadas para os eventos empregados na validação e os erros em função do tempo e dos valores observados





Isso pode ser creditado ao fato dos eventos utilizados na validação serem de menor magnitude que o da calibração, tendo um pico, e consequentemente, uma ascensão menor que o calibrado, o que pode indicar uma melhor adaptação destas condições às suposições adotadas na equação de Saint-Venant.

Embora o erro seja menor, houve uma tendência, também observada na calibração, das maiores diferenças ocorrerem na ascensão do hidrograma, ou seja, o modelo também trouxe para aqui o comportamento de retardo da subida, mesmo que em escala menor, observado na calibração.

### CONCLUSÕES

O uso de modelos hidráulicos baseados nas equações completas de Saint-Venant mostraram-se robustos para retratar o problema.

O algoritmo de otimização NSGA-II conseguiu uma convergência da frente com aproximadamente 10 gerações, sendo que com 100 gerações observou-se uma boa distribuição da fronteira Pareto. Isso indica a eficiência do método para encontrar a fronteira e ao mesmo tempo procurar a diversidade de indivíduos dentro dela.

O processo de escolha da solução de maior compatibilidade foi simplificado empregando um método de maior compatibilidade. No entanto, ao se lidar com problemas mais complexos em que o modelo não apresenta um ajuste tão bom, o uso de técnicas multicritérios ou de análises de incertezas é recomendado.

A calibração apresentou valores da função objetivo muito altos com um COE superior a 0,96, o que indica que o modelo representou bem os dados observados. Este bom ajuste é confirmado pelos valores dos parâmetros que ficou dentro da faixa esperada para o tipo de cobertura, indicando que o modelo matemático representa adequadamente o comportamento do sistema físico, o que pode ser comprovado na etapa de validação que mostrou valores melhores, mais próximos de 1, do que os observados na fase de calibração.

Tanto nos eventos de calibração quanto de validação, houve uma tendência do modelo de atrasar a curva de ascensão, que é onde ocorrem os maiores erros observados. Isto pode ser fruto das simplificações do modelo de Saint-Venant, pois na subida do hidrograma ocorre mudanças bruscas no regime e que podem ter sido negligenciadas na formulação empregada.

### AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pela bolsa Produtividade Desen. Tec. e Extensão Inovadora (processo n.º. 310389/2012-7) concedida ao primeiro autor. À CAPES pela bolsa ao segundo autor. À FINEP pelo suporte financeiro para realização da pesquisa.

### REFERÊNCIAS

- AKAN, A. O. **Open Channel Hydraulics. 1<sup>st</sup> Edition.** Amsterdam; Boston: Elsevier/Butterworth-Heinemann, 2006.
- ARICÒ, C.; NASELLO, C.; TUCCIARELLI, T. Using unsteady-state water level data to estimate channel roughness and discharge hydrograph. **Advances in Water Resources**, v. 32, n. 8, p. 1223-1240, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2009.05.001>.
- ARICÒ, C.; CORATO, G.; TUCCIARELLI, T.; MEFTAH, M. B.; PETRILLO, A. F.; MOSSA, M. Discharge estimation in open channels by means of water level hydrograph analysis. **Journal of Hydraulic Research**, v. 48, n. 5, p. 612-619, 2010. <https://doi.org/10.1080/00221686.2010.507352>.
- BAO, W. M.; ZANG, X. Q.; QU, S. M. Dynamic correction of roughness in the hydrodynamic model. **Journal of Hydrodynamics**, v.21, p. 255-263, 2008. [https://doi.org/10.1016/S1001-6058\(08\)60143-2](https://doi.org/10.1016/S1001-6058(08)60143-2).
- BEVEN, K. J. **Rainfall-Runoff Modelling: the primer, 2<sup>nd</sup> Edition.** Hoboken, NJ: Wiley-Blackwell, 2012. <https://doi.org/10.1002/9781119951001>.
- CHAUDHRY, M. H. **Open Channel Flow, 2<sup>nd</sup> Edition.** Englewood Cliffs, NJ: Springer-Verlag US, 2008. <https://doi.org/10.1007/978-0-387-68648-6>.
- CHOO, T. H.; CHAE, S. K.; YOON, H. C.; CHOO, Y. M. Discharge prediction using hydraulic characteristics of mean velocity equation. **Environmental Earth Sciences**, v. 71, n. 2, p. 675-683, 2014. <https://doi.org/10.1007/s12665-013-2468-y>.
- CORATO, G.; MORAMARCO, T.; TUCCIARELLI, T. Discharge estimation combining flow routing and occasional measurements of velocity. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 15, p. 2979-2994, 2011. <https://doi.org/10.5194/hess-15-2979-2011>.
- CORATO, G.; AMMARI, A.; MORAMARCO, T. Conventional Point-Velocity Records and Surface Velocity Observations for Estimating High Flow Discharge. **Entropy**, v. 16, p. 5546-5559, 2014. <https://doi.org/10.3390/e16105546>.
- DEB, K.; AGRAWAL, S.; PRATAB, A.; MEYARIVAN, T. A Fast Elitist Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm for Multi-Objective Optimization: NSGA-II. **In** M. SCHOENAUER, K. DEB, G. RUDOLPH, X. *et al.*, Proceedings of the Parallel Problem Solving from Nature VI Conference, p. 849-858, 2000. [https://doi.org/10.1007/3-540-45356-3\\_83](https://doi.org/10.1007/3-540-45356-3_83).

- DEB, K. **Multi-Objective Optimization Using Evolutionary Algorithms**. Chichester, UK: John Wiley & Sons, 2001.
- DEJONG, K. A. **An Analysis of Behavior of a Class of Genetic Adaptive Systems**. Dissertation (Ph.D. in Computer and Communication Sciences), University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, 1975.
- DURAND, M.; NEAL, J.; RODRÍGUEZ, E.; ANDREADIS, K. M.; SMITH, L. C. YOON, Y. Estimating reach-averaged discharge for the River Severn from measurements of river water surface elevation and slope. **Journal of Hydrology**, v. 511, n. 16, p. 92-104, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2013.12.050>.
- DUNG, N. V.; MERZ, B.; BÁRDOSSY, A.; THANG, T. D.; APEL, H. Multi-objective automatic calibration of hydrodynamic models utilizing inundation maps and gauge data. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 15, p. 1339-1354, 2011. <https://doi.org/10.5194/hess-15-1339-2011>.
- FORMIGA, K. T. M.; CARVALHO, M.; PEREIRA, T. S. R.; SOARES, A. K. Calibração do Storm Water Management Model (SWMM) utilizando algoritmos evolucionários multiobjetivo. *Revista Brasileira de Engenharia Ambiental e Sanitária*. v. 21, n. 4, p. 697-707, 2016. <https://doi.org/10.1590/s1413-41522016131862>.
- FREITAG, M. **Transcritical flow modelling with the Box Scheme**. Thesis (MSc. in Modern Applications of Mathematics), University of Bath, Department of Mathematical Sciences, UK, 2003.
- MIELE, T. **Influence of Macro-Roughness of Walls on Steady and Unsteady Flow in a Channel**. Tese (Docteur ès Sciences). École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Lausanne, Switzerland, 2007.
- MORAMARCO, T.; SALTALIPPI, C.; SINGH, V. P. Velocity profiles assessment in natural channels during high floods. **Hydrology Research**, v. 42, n. 2-3, p. 162-170, 2011. <https://doi.org/10.2166/nh.2011.064>.
- OLIVEIRA, F. A.; PEREIRA, T. S. R.; SOARES, A. K.; FORMIGA, K. T. M. Uso de modelo hidrodinâmico para determinação da vazão a partir de medições de nível. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, n. 4, p. 707-718, 2016. <https://doi.org/10.1590/2318-0331.011616007>.
- PERUMAL, M. Hydrodynamic derivation of a variable parameter Muskingum method: 1. Theory and solution procedure. **Hydrological Sciences Journal**, v. 39, n. 5, p. 431-442, 1994. <https://doi.org/10.1080/02626669409492766>.
- PERUMAL, M.; MORAMARCO, T.; SAHOO, B.; BARBETTA, S. A methodology for discharge estimation and rating curve development at ungauged river sites, **Water Resources Research**, n. 43, W02412, 2006. <https://doi.org/10.1029/2005WR004609>.
- PERUMAL, M.; SAHOO, B. Applicability criteria of the variable parameter Muskingum stage and discharge routing Methods. *Water Resources Research*, v. 43, W05409, 2007 <https://doi.org/10.1029/2006WR004909>.
- PERUMAL, M.; PRICE, R. K. A fully mass conservative variable parameter McCarthy–Muskingum method: Theory and verification. **Journal of Hydrology**, v. 502, p. 89-102, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2013.08.023>.
- ROUX, H.; DARTUS, D. Sensitivity Analysis and Predictive Uncertainty Using Inundation Observations for Parameter Estimation in Open-Channel Inverse Problem. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 134, n. 5, p. 541-549, 2008. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:5\(541\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:5(541)).
- MARTINS, J. R. S. **Hidrodinâmica das macro- rugosidades de fundo em canais**. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- SONTEK. **RiverSurveyor S5/M9 System Manual**. San Diego: SONTEK, 2011.
- SRINIVAS, N.; DEB, K. Multiobjective Optimization Using Nondominated Sorting in Genetic Algorithms. **Evolutionary Computation**, v. 2, n. 3, p. 221-248, 1994. <https://doi.org/10.1162/evco.1994.2.3.221>.
- TANG, H.; XIN, X.; DAI, W.; XIAO, Y Parameter identification for modeling river network using a genetic algorithm. **Journal of Hydrodynamics**, v. 22, n. 2, p. 246-253, 2014. [https://doi.org/10.1016/S1001-6058\(09\)60051-2](https://doi.org/10.1016/S1001-6058(09)60051-2).
- YANG, T. H.; HO, J. Y.; HWANG, G. D.; LIN, G. F. An indirect approach for discharge estimation: A combination among micro-genetic algorithm, hydraulic model, and in situ measurement. **Flow Measurement and Instrumentation**, v. 39, p. 46-53, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2014.07.003>.
- YAPO, P. O.; GUPTA, H. V.; SOROOSHIAN, S. Multi-objective global optimization for hydrologic models. **Journal of Hydrology**, v. 204, n. 1-4, p. 83-97, 1998. [https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(97\)00107-8](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(97)00107-8).
- ZITZLER, E. **Evolutionary Algorithms for Multiobjective Optimization: Methods and Applications**. Dissertation (PhD in Technical Sciences), Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich, Switzerland. 1999.