

## Simulação Numérica de Canais de Irrigação Controlados por Comportas Automáticas

Walter Collischonn, Fernando S. C. Meirelles e Luiz A. M. Endres

Instituto de Pesquisas Hidráulicas - UFRGS - Av. Bento Gonçalves, 9500 - Caixa Postal 15029  
91501-970 Porto Alegre, RS - Fone: (51) 316-6325 - cllschmn@vortex.ufrgs.br, fscm@if.ufrgs.br, endres@if.ufrgs.br

Recebido: 04/08/00 - revisão: 25/10/00 - aceito: 05/11/00

### RESUMO

Este trabalho introduz alguns aspectos do controle de canais de irrigação e apresenta um modelo matemático hidrodinâmico, desenvolvido para simular o controle de canais por comportas automáticas, submetido a demandas fortemente variáveis, típicas em sistemas de irrigação. O modelo subdivide o canal em trechos do tipo canal, reservatório, comporta e degrau, sendo o escoamento em cada trecho representado por equações específicas. Nos trechos de canal são usadas as equações de Saint-Venant, nos trechos de comporta e de degrau são utilizadas a equação da continuidade e uma equação de perda de energia específica para o tipo de trecho. Nos trechos de reservatório são utilizadas uma equação de continuidade com armazenamento e uma equação de nível da água horizontal. O modelo pode ser empregado para verificar o dimensionamento dos canais e das comportas automáticas, sujeitos a determinados hidrogramas de demanda e para planejar os hidrogramas de demanda nas diferentes tomadas de água, permitindo evitar o colapso de sistemas já existentes ou já dimensionados. É apresentado um exemplo de aplicação a um canal de 2600 m de extensão, com 11 comportas automáticas, quatro tomadas de água e com controle por jusante.

**Palavras-chave:** irrigação; hidrodinâmica; comportas.

### SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO

Uma rede bem dimensionada de distribuição de água para irrigação é aquela que é capaz de oferecer os volumes de água necessários à satisfação das necessidades reais das culturas, isto é, em tempo e quantidade suficientes, mas sem excesso e sem causar problemas de gestão e de operação aos responsáveis pela administração do perímetro de irrigação ou aos irrigantes.

A estimativa da demanda de água é determinada fundamentalmente pelas rotações de cultivo previstas e pela eficiência do sistema de irrigação, tanto no nível individual quanto no total do projeto. A dificuldade de prever a rotação de cultivo esperada em um perímetro de irrigação varia de acordo com o grau de liberdade que se deixa aos agricultores para optar por um ou outro cultivo e sobre o calendário dos trabalhos mecanizados e tratamentos culturais. No caso brasileiro, normalmente existe uma livre opção de cultivos, comandada pela tradição de cada agricultor e pelos preços de mercado.

Os principais tipos de sistema de distribuição são:

- *pela demanda*: o agricultor dispõe de água em qualquer momento e em qualquer quantidade;
- *semi-demanda*: o agricultor dispõe de água após ter solicitado. O volume por hectare é limitado;
- *rotação de canais com demanda livre*: os canais secundários recebem água por turnos e, quando a água chega em um setor, os agricultores podem usar a quantidade que quiserem;
- *por turnos*: os canais secundários recebem água por turnos e os irrigantes, dentro de uma determinada zona servida por este canal, recebem água em horas e quantidades fixadas previamente;
- *vazão contínua*: em toda a temporada de irrigação, o agricultor recebe uma pequena mas contínua vazão, que compensa a evapotranspiração diária das culturas.

A programação do fornecimento de água pelo sistema de distribuição é feita para minimizar as perdas operacionais. Os sistemas de irrigação no Brasil são projetados para fornecer água quando necessário (*demand system*), porém, quando a demanda ultrapassa a capacidade de fornecimento do sistema, é necessário controle e programação da distribuição. Se não há uma programação e controle, alguns irrigantes ao longo do sistema não mais receberão a quantidade necessitada. Isto pode acontecer, especialmente, nos meses de demanda máxima e em horários de demanda máxima durante o dia. Na maioria das vezes, os beneficiários dos projetos de irrigação implantados pelo setor público são pessoas acostumadas a gerenciar o lote isoladamente e com pouca experiência de irrigação. Quando possuem experiência, muitas vezes é em modalidade diferente da implantada. Este é outro fator de aumento de perdas (Effertz, 1993).

Segundo Rijo (1993), o problema do transporte e distribuição de água, comum a todas as redes de alimentação, é particularmente difícil de resolver no caso das redes de canais, pelas razões seguintes:

- o controle dinâmico dos escoamentos em superfície livre é mais complexo do que o dos escoamentos sob pressão;
- em exploração, os regimes de escoamento raramente são permanentes;
- as distâncias e, conseqüentemente, os tempos de transportes podem ser elevados;
- a rede de canais pode ser muito ramificada e comportar diversas singularidades, aumentando, assim, a complexidade do sistema.

## Regulação de canais de irrigação

A “arte” de gerenciar as vazões afluentes ao sistema, as vazões efluentes e as reservas de água nos canais denomina-se *regulação de canais de irrigação* (Rijo, 1997). A regulação tem como objetivos a economia de água, a diminuição do investimento global, a diminuição dos custos de exploração, a simplificação da operação e a diminuição do custo da água útil.

Um sistema de regulação é composto por:

a) algoritmo de regulação; e b) arquitetura da rede de distribuição física, com determinadas caracterís-

ticas físicas dos canais e dos equipamentos de regulação.

Os constituintes habituais de uma rede de distribuição de água para irrigação são os seguintes:

- Canais: ligam a fonte de água, normalmente uma barragem de acumulação ou estação de bombeamento, aos diferentes pontos de distribuição de água às parcelas. Podem ser primários, se a função principal for apenas o transporte de água, ou secundários e terciários, quando o objetivo principal for a entrega de água aos irrigantes;
- Tomada de água: órgão ou dispositivo hidráulico que regula diretamente a vazão e, eventualmente, também a pressão a ser distribuída à parcela do irrigante;
- Reservatórios intercalares de regulação: quando as redes de distribuição não têm capacidade de armazenar os excessos de água em trânsito, ou quando é insuficiente o tempo de resposta de um sistema onde a demanda é livre por parte dos irrigantes, podem ser previstos reservatórios ao longo da rede, no seu interior ou como construções paralelas;
- Regulador transversal: toda estrutura ou dispositivo mecânico que, numa determinada seção transversal, regula as cotas da superfície livre, na maior parte dos casos, ou ainda as vazões para jusante. Ocupa toda a largura da seção transversal e pode ser constituído por descarregadores ou por uma ou várias comportas associadas em baterias;
- Trecho de canal regulado: trecho compreendido entre dois reguladores consecutivos.

Um algoritmo de regulação, ou algoritmo de controle, é um procedimento lógico que processa informações tais como níveis da água nos canais e demandas de vazão por parte dos irrigantes, e resulta em ações de controle, como a abertura ou fechamento de comportas.

O controle de redes simples pode ser realizado por operadores humanos, denominados canaieiros. Neste caso, embora exista apenas na mente do canaieiro, o algoritmo de controle pode ser bastante efetivo e flexível, dependendo de sua experiência.

Em redes mais complexas a tendência têm sido a implementação de sistemas de controle baseados em comportas eletromecânicas e sensores eletrônicos de nível e vazão, distribuídos ao longo da rede. Neste caso o algoritmo de controle é executado em um sistema eletrônico, em geral central, para o qual convergem as informações coletadas pelos sensores, e do qual partem as decisões sobre as ações a serem executadas em cada comporta ou regulador. Diferentes algoritmos de controle, com grande flexibilidade e eficiência, têm sido desenvolvidos para este tipo de sistema (Rogers e Goussard, 1998).

Em projetos de redes de distribuição de água em locais onde o suprimento de energia elétrica e os serviços de manutenção são pouco confiáveis, ou onde há carência de mão de obra especializada, a preferência no projeto é dada aos sistemas de controle que contam com comportas hidromecânicas automáticas. Este tipo de comporta é controlado por flutuadores e exige poucos cuidados de manutenção, dada a sua simplicidade de concepção e funcionamento. Redes controladas por estes sistemas permitem manter níveis aproximadamente constantes imediatamente a montante ou imediatamente a jusante das comportas, e permitem grande independência aos irrigantes que, ao abrir ou fechar suas tomadas de água, determinam a vazão no sistema. Comportas deste tipo têm sido usadas desde os anos 50 na Europa e norte da África, e hoje podem ser encontradas em praticamente qualquer país em que se utiliza a agricultura irrigada. Em canais com comportas hidromecânicas automáticas o algoritmo de controle está implícito nas equações de equilíbrio mecânico e hidráulico que descrevem o funcionamento destas comportas (Rogers e Goussard, 1998).

Existem dois tipos de comportas hidromecânicas automáticas: as que controlam o nível da água a montante da comporta e as que controlam o nível da água a jusante da comporta.

Este trabalho apresenta um caso de aplicação do modelo a um canal equipado com comportas hidromecânicas automáticas que controlam o nível da água a jusante. Sendo assim, passa-se a uma descrição mais detalhada deste tipo de dispositivo.

As comportas que controlam o nível da água a jusante, são normalmente referidas por seus nomes comerciais AVIS e AVIO. A atuação dessas estruturas se dá através de um segmento de comporta que obtura um orifício, ou seção de passa-

gem, entre o trecho de canal a montante da comporta e o de jusante, atendendo a variação de nível a jusante que, por sua vez, é determinada pela utilização ou não de água por parte dos irrigantes. As comportas AVIO são acionadas por um flutuador de forma a garantir um nível de água aproximadamente constante a jusante do seu ponto de instalação. Sua aplicação surge na necessidade de construir canais que ao mesmo tempo devem vencer desníveis consideráveis dos terrenos e fornecer água ao pedido dos irrigantes.

A vazão do sistema é definida pela demanda, ou seja, quando é acionada uma tomada de água no trecho sob seu controle, a comporta AVIO abre, permitindo a passagem da vazão correspondente, até o momento em que cessa ou diminui a demanda quando, então, a comporta fecha ou diminui a passagem de água. A Figura 1 representa, esquematicamente, os componentes de uma comporta AVIO, onde a área livre do orifício (2) é função do ângulo de abertura da comporta (3), que por sua vez depende do nível da água a jusante da comporta (9), onde está o flutuador (6). A comporta é utilizada para manter um nível constante a jusante mas, para o funcionamento da comporta, é fundamental que se estabeleça um decremento (7) no nível de jusante em relação ao nível de referência (8). Os contrapesos (5) da comporta são regulados de forma a manter o decremento máximo (decremento de nível a jusante quando a comporta está completamente aberta) em um valor pequeno. É recomendado um valor de 5% do raio de giro do flutuador, que é fornecido nas especificações da comporta.

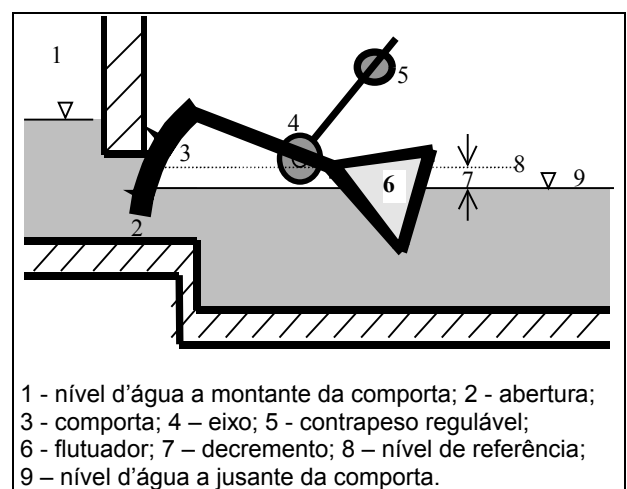


Figura 1. Desenho esquemático em corte longitudinal de uma comporta AVIO.

As principais vantagens de sistemas de controle com comportas AVIS e AVIO são:

- as variações dos pedidos são automaticamente transmitidas e compensadas, sem necessidade de programação prévia ou comunicação entre o irrigante e o responsável do canal;
- as perdas operacionais são teoricamente nulas. Em outras palavras, só é utilizada a água que corresponde à demanda, o excesso permanece no canal como reserva para o próximo período de irrigação;
- controle preciso da superfície livre facilita a instalação de tomadas de água de vazão constante nas zonas imediatamente a jusante dos reguladores;
- o tempo de resposta é praticamente nulo, ou seja, a água está imediatamente disponível quando se inicia a demanda.

Como desvantagens, os sistemas de controle com comportas AVIS e AVIO apresentam:

- altos custos das comportas;
- exigência de bermas de nível nos trechos, em disposição paralela ao determinado pela superfície líquida, quando a vazão é nula (bermas horizontais);
- grandes volumes de obra, principalmente se o declive do fundo do canal é elevado;
- a propagação hidráulica das perturbações de jusante para montante implica a necessidade da existência do regime lento de escoamento em todo o trecho; logo, esse sistema não permite a instalação de singularidades como quedas que alterem o regime de escoamento, ou seja, as comportas não podem ser substituídas por vertedores para superar declives abruptos;
- em virtude da resposta automática do sistema, o regulador abre tanto em função do aumento de demanda como nos casos de ruptura do canal;
- o nível que deve ser mantido constante é fixado no projeto e, apenas levemente alterado no momento da calibração. Não existe flexibilidade na definição deste nível;
- a calibração exige treinamento;
- as comportas podem interromper o funcionamento e permanecer inadequadamente

abertas ou fechadas por obstrução de objetos como lixo ou por ação de vândalos.

## SIMULAÇÃO DE ESCOAMENTO

Outra característica de redes de canais controladas por comportas automáticas é que quando há variações nos pedidos, passam a ocorrer importantes regimes transitórios no interior do trecho. Por exemplo, a mudança brusca de demanda, ao final de um período de irrigação, quando as bombas são desligadas, dá origem a uma ou mais ondas que percorrem o canal de jusante para montante, provocando o fechamento das comportas, uma a uma, e provocando sobre-elevações no nível da água. As ondas sofrem reflexão e atenuação ao longo do tempo, mas podem originar grandes instabilidades no escoamento. Esta característica dinâmica impede uma análise completa de redes de canais de irrigação com métodos tradicionais de dimensionamento hidráulico, baseados em hipóteses de escoamento permanente (não variado no tempo).

As técnicas de simulação hidrodinâmica, já usualmente aplicadas na análise de propagação de cheias em rios (Tucci, 1998), podem ser utilizadas em canais de irrigação. Neste caso é necessário adaptar o modelo hidrodinâmico para lidar com as particularidades encontradas, nem sempre comuns à simulação de rios, tais como: variações bruscas de vazão e nível, escoamento reverso, escoamento em canal inicialmente seco, regime de escoamento misto, submersão das comportas, sifões invertidos, bueiros, canais em rede e interação do canal com o algoritmo de controle (Holly Jr. e Merkley, 1993).

As situações em que a simulação hidrodinâmica de canais de irrigação pode ser útil são (Burt e Gartrell, 1993):

- verificação do projeto do canal em situações dinâmicas;
- avaliação do funcionamento em situações normais ou de emergência;
- projeto de alterações do canal;
- projeto de alterações das demandas, tanto nos volumes como no calendário de irrigação;
- análise da estabilidade do algoritmo de controle;
- verificação da necessidade de reservatórios intermediários (pulmões);

- controle em tempo real.

Sendo a distribuição de água para irrigação no Brasil realizada predominantemente por demanda, a simulação hidrodinâmica deste tipo de regulador assume grande importância local, tanto para auxílio na fase de projeto, como para controle de manobras na fase de operação.

Este trabalho apresenta o desenvolvimento de um modelo de simulação hidrodinâmica de canais de irrigação e sua aplicação a um canal de irrigação controlado por comportas automáticas do tipo AVIO. Alguns aspectos do comportamento dinâmico destes canais são discutidos, bem como as possibilidades de extensão de uso do modelo, e de obtenção de dados que permitam verificá-lo.

### O MODELO DE SIMULAÇÃO

O modelo de simulação apresentado neste texto está baseado na metodologia descrita por Fread (1993), adaptada para o caso de canais controlados por comportas. São considerados, separadamente, os trechos de canal, degrau e comporta. Os trechos de canal são divididos em sub-trechos de forma a minimizar os erros numéricos durante a simulação.

Cada tipo de trecho, seja ele canal, degrau ou comporta, é representado por duas equações. Uma delas é a equação de continuidade e a outra é uma equação de conservação de momento ou energia (dependendo do tipo de trecho). Os contornos são representados por apenas uma equação.

Dois trechos consecutivos são unidos por um nó. Nos nós é que estão definidas as variáveis Q (vazão), h (cota da superfície da água), A (área molhada da seção transversal) e R (raio hidráulico), na representação discreta do canal.

O escoamento em canais é representado pelas equações de Saint Venant: a equação de continuidade (1) e a equação da conservação de quantidade de movimento (2):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \tag{2}$$

onde Q é a vazão (m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>); t é o tempo (s); A é a área da seção molhada (m<sup>2</sup>); g é a aceleração da gravidade (m.s<sup>-2</sup>); h é a altura da superfície da água (m)

(não é a profundidade); q é a vazão afluyente ou efluente lateral por unidade de comprimento do canal (m<sup>2</sup>.s<sup>-1</sup>); β é um coeficiente de correção do momento devido à distribuição da velocidade na seção; S<sub>f</sub> é a perda de carga por unidade de comprimento do canal devida ao atrito, dada em m.m<sup>-1</sup> e calculada pela Equação (3).

$$S_f = \frac{n^2 \cdot |Q| \cdot Q}{A^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}} \tag{3}$$

onde n é o coeficiente de Manning; R é o raio hidráulico (m).

Estas equações são discretizadas segundo o esquema dado pelas equações de diferenças finitas (4), (5) e (6).

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = \frac{(Z_i^{j+1} + Z_{i+1}^{j+1} - Z_i^j - Z_{i+1}^j)}{2 \cdot \Delta t} \tag{4}$$

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = \theta \cdot \frac{(Z_{i+1}^{j+1} - Z_i^{j+1})}{\Delta x_i} + (1 - \theta) \cdot \frac{(Z_{i+1}^j - Z_i^j)}{\Delta x_i} \tag{5}$$

$$Z = \theta \cdot \frac{(Z_{i+1}^{j+1} + Z_i^{j+1})}{2} + (1 - \theta) \cdot \frac{(Z_{i+1}^j + Z_i^j)}{2} \tag{6}$$

onde Z é uma variável qualquer a ser discretizada; Δt é o intervalo de tempo utilizado na simulação; Δx é o comprimento do subtrecho do canal; i e i+1 são índices relativos ao espaço: montante e jusante do subtrecho, respectivamente; j e j+1 são índices relativos ao tempo atual e futuro, respectivamente, e θ é um ponderador do esquema numérico.

As Equações (1) e (2), discretizadas por este esquema numérico ficam (Fread, 1985):

$$\theta \cdot \frac{(Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1})}{\Delta x_i} + (1 - \theta) \cdot \frac{(Q_{i+1}^j - Q_i^j)}{\Delta x_i} + \frac{(A_i^{j+1} + A_{i+1}^{j+1} - A_i^j - A_{i+1}^j)}{2 \cdot \Delta t} - \frac{q_i^{j+1} + q_i^j}{2} = 0 \tag{7}$$

e

$$\Delta x_i \cdot \frac{(Q_{i+1}^{j+1} + Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^j - Q_{i+1}^j)}{2 \cdot \Delta t} + \theta \cdot \left[ \left( \frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right)_{i+1}^{j+1} - \left( \frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right)_i^{j+1} + \left[ g \cdot \bar{A}^{j+1} \cdot (h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}) + \Delta x_i \cdot \bar{S}_f^{j+1} \right] \right] + (1 - \theta) \cdot \left[ \left( \frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right)_{i+1}^j - \left( \frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right)_i^j + \left[ g \cdot \bar{A}^j \cdot (h_{i+1}^j - h_i^j) + \Delta x_i \cdot \bar{S}_f^j \right] \right] = 0 \tag{8}$$

sendo

$$\bar{A} = 0.5 \cdot (A_i + A_{i+1}) \quad (9)$$

$$\bar{R} = 0.5 \cdot (R_i + R_{i+1}) \quad (10)$$

$$\bar{S}_f = \frac{n^2 \cdot |\bar{Q}| \cdot \bar{Q}}{A^2 \cdot \bar{R}^{4/3}} \quad (11)$$

O escoamento em degraus é representado por versões simplificadas das equações de continuidade e de conservação da quantidade de movimento, porque não é necessário considerar o armazenamento no curto trecho do degrau, e porque não são considerados termos derivados no tempo. A equação leva em conta a perda de carga localizada que ocorre na contração do escoamento provocada pelo degrau.

$$Q_i^{j+1} - Q_{i+1}^{j+1} - Q_{\text{tom}} = 0 \quad (12)$$

$$\frac{(Q_{i+1}^{j+1})^2}{A_{i+1}} - \frac{(Q_i^{j+1})^2}{A_i} + g \cdot \bar{A} \cdot (h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1})_+ \quad (13)$$

$$\bar{A} \cdot \frac{Q_{i+1}^{j+1}}{|Q_{i+1}^{j+1}|} \cdot K_E \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \left( \frac{Q_{i+1}^{j+1}}{A_{i+1}} \right)^2 - \left( \frac{Q_i^{j+1}}{A_i} \right)^2 \right) = 0$$

onde  $Q_{\text{tom}}$  é a vazão na tomada de água (pode ser variável no tempo) e  $K_E$  é o coeficiente de perda de carga localizada.

O escoamento em comportas AVIO é representado por uma versão simplificada da equação de continuidade e por uma equação de orifício (15). A equação de continuidade é simplificada porque não foi julgado necessário considerar o armazenamento no curto trecho da comporta (14).

$$Q_i^{j+1} - Q_{i+1}^{j+1} - Q_{\text{tom}} = 0 \quad (14)$$

$$Q_{i+1}^{j+1} - C_{\text{AVIO}} \cdot A_{\text{AVIO}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} = 0 \quad (15)$$

onde  $C_{\text{AVIO}}$  é o coeficiente de escoamento do orifício;  $Q_{\text{tom}}$  é a vazão na tomada de água local ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ );  $A_{\text{AVIO}}$  é a área livre do orifício ( $\text{m}^2$ ) (que depende da abertura da comporta) e  $\Delta h$  é a diferença de nível da água a montante e a jusante da comporta (m).

A comporta está completamente fechada quando o nível a jusante é igual ao nível de referência. Quando a diferença entre o nível de jusante e o

nível de referência é igual ao decremento máximo, a comporta está completamente aberta. Entre estes dois extremos supõe-se que a abertura cresce linearmente, conforme a equação abaixo:

$$HAB = \text{HORIF} \cdot \left( \frac{HREF - HJUS}{DEC_{\text{max}}} \right) \quad (16)$$

onde  $HAB$  é a abertura da comporta (m);  $\text{HORIF}$  é a abertura máxima (m);  $HREF$  é o nível de referência (m);  $HJUS$  é o nível da água a jusante da comporta (m) e  $DEC_{\text{max}}$  é o máximo decremento do nível da água a jusante da comporta (m). Supõe-se também que a comporta esteja calibrada pelos contrapesos de forma que:

$$DEC_{\text{max}} \cong \frac{\text{RTF}}{20} \quad (17)$$

onde  $\text{RTF}$  é o raio de giro do flutuador (m) (fornecido nas especificações da comporta).

O escoamento em reservatórios é representado por uma equação de balanço de massa (continuidade) que considera o armazenamento (18) e uma equação dinâmica simplificada. A equação de balanço de massa é:

$$\theta(Q_i^{j+1} - Q_{i+1}^{j+1})_+ + (1 - \theta) \cdot (Q_i^j - Q_{i+1}^j)_- \quad (18)$$

$$Q_{\text{tom}} - \frac{A_{\text{sr}}}{\Delta t} \cdot (h_{i+1}^{j+1} - h_{i+1}^j) = 0$$

onde  $Q_{\text{tom}}$  é a vazão na tomada de água local ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) e  $A_{\text{sr}}$  é a área superficial do reservatório ( $\text{m}^2$ ) (é uma função tabelada da altura  $h$ ).

A equação dinâmica simplificada está baseada na hipótese de nível da água constante no interior do reservatório. Esta simplificação é válida quando o reservatório é curto e quando a velocidade média da água no interior do reservatório é baixa. Nestas condições a perda de energia e os efeitos de inércia podem ser desprezados. A equação fica:

$$h_{i+1}^{j+1} - h_{i+1}^j = 0 \quad (19)$$

No contorno de jusante e nas tomadas de água laterais são definidos hidrogramas de demanda. Estes hidrogramas podem ter variações bruscas, típicas de abertura e fechamento de comportas ou de início e fim de bombeamento.

No contorno de montante é definida uma profundidade (pode ser o nível de um reservatório ou de outro canal maior) que pode variar no tempo.

As combinações de demandas hídricas nas tomadas de água e a sua variação no tempo podem ser exploradas para verificar se o canal projetado atende às solicitações sem sofrer colapso (canal seco) ou sem transbordar. Da mesma forma o modelo pode ser utilizado para testar diferentes comportas e dimensões de canal, fixadas as demandas nas tomadas de água.

Por simplicidade as condições iniciais correspondem à situação estática, isto é, a vazão é nula em todas as tomadas de água e no contorno de jusante e a altura da água corresponde a esta situação (constante ao longo dos trechos de canal não separados por comportas).

A aplicação das equações em cada trecho entre duas seções resulta num sistema de equações de  $(2N-2)$  equações e  $(2N)$  incógnitas, onde  $N$  é o número de seções transversais. Adicionando duas condições de contorno pré-determinadas, como as demandas a jusante e o nível da água a montante, o sistema pode ser resolvido.

As equações do sistema resultante são não lineares. A solução para este sistema é obtida utilizando o método de Newton-Raphson, em que se supõe que exista uma primeira aproximação para o vetor de solução  $X$ , que é  $X+\Delta X$ . Considerando válida uma aproximação em série de Taylor de primeira ordem para a função:

$$F_{(x)} = F_{(x+\Delta x)} + \frac{\partial F}{\partial X} \cdot \Delta x \quad (20)$$

Como em  $X$  a função  $F$  é zero, isto é,  $F_{(x)} = 0$ ; a equação acima fica:

$$\frac{\partial F}{\partial X} \cdot \Delta x = -F_{(x+\Delta x)} \quad (21)$$

Uma estimativa inicial, razoavelmente próxima à solução do vetor de solução  $(X+\Delta X)$ , é aplicada à equação acima, obtendo um vetor resíduo  $(F_{(x+\Delta x)})$  e o Jacobiano, que é a matriz formada pelas derivadas parciais das equações. Esta matriz, resultante da aplicação das equações trecho a trecho, é uma matriz banda. A primeira e a última linha desta matriz são as condições de contorno do canal. No interior da matriz os pares de linhas representam os subtrechos. A matriz banda é armazenada de forma a economizar a memória, dispensando

muitos elementos nulos. A solução é obtida por duas sub-rotinas de retro-substituição (Press et al., 1995).

Em situações de escoamento normal o método de Newton-Raphson converge rapidamente para a solução do sistema de equações, mas quando ocorrem as mudanças bruscas de vazão e nível, a solução é encontrada apenas depois de muitas iterações. Em alguns casos de fechamento brusco das comportas o método pode mesmo não convergir para uma solução. Para superar esta dificuldade o modelo foi adaptado para reduzir o intervalo de tempo de cálculo ( $\Delta t$ ) quando o método de solução demora a convergir, isto é, quando o número de iterações supera um limite pré-determinado, de aproximadamente 10 iterações. O programa volta, então, à situação anterior àquela em que ocorreu o problema, já utilizando um intervalo de tempo igual à metade do anterior. Por outro lado, quando o método converge na primeira iteração, o que ocorre normalmente nos períodos de escoamento permanente ou de vazão nula, o intervalo de tempo é aumentado, até reestabelecer seu valor original. Desta forma o modelo permite a rápida simulação de longos períodos de vazão constante ou nula intercalados por períodos de vazão rapidamente variada sem sofrer interrupções ou gerar resultados absurdos, e em um tempo de processamento relativamente curto.

## APLICAÇÃO

O modelo foi aplicado a um canal terciário (que conduz a água aos lotes) de um sistema de irrigação projetado. O canal foi dimensionado para abastecer uma área total de, aproximadamente, 900 ha de terreno irrigado. Seu traçado levou em consideração a localização dos reservatórios de compensação do aproveitamento e as reduzidas alternativas existentes, uma vez que a estrutura viária e de distribuição dos lotes, neste caso específico, não deveria ser alterada.

O traçado foi efetuado adotando, como principais diretrizes, a condução da água com o menor comprimento de canal possível, buscando proporcionar os menores desníveis para as estações elevatórias envolvidas com seu abastecimento e evitando, tanto quanto possível, a passagem de seu eixo no interior de lotes já existentes na distribuição fundiária da região. Além disso, a inexistência de dados de sondagens disponíveis obrigou a empre-

gar uma estratégia muito conservadora no que diz respeito a escavações ao longo dos eixos.

Estas restrições resultaram no dimensionamento de um canal com grande número de comportas, pequeno comprimento dos trechos entre comportas e pouco armazenamento no interior do canal.

A vazão específica de pico para o dimensionamento do canal é de  $1,0 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$ , resultando, para a área coberta por este canal, a vazão de dimensionamento igual a  $903 \text{ l/s}$ .

Os critérios básicos adotados para o dimensionamento foram:

- canal revestido em concreto;
- velocidade máxima do escoamento em torno de  $0,6 \text{ m/s}$ ;
- profundidades do escoamento inferiores a  $2 \text{ m}$ ;
- seções transversais trapezoidais com declividade dos taludes laterais iguais a 1 na vertical para 1,5 na horizontal;
- seções transversais semi-circulares com diâmetro menor do que  $1,5 \text{ m}$ ;
- utilização da fórmula de Chèzy com coeficiente segundo Manning, adotando  $n = 0,014 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  para superfície de concreto; e
- consideração das vazões de pico escoando em regime permanente e uniforme.

Em virtude de o projeto hidráulico preliminar não ter sido efetuado considerando-se os aspectos de modelação hidrodinâmica, apresentados neste artigo, foram fixadas bordas livres com  $15 \text{ cm}$  acima do nível estático do canal para a definição das alturas finais das paredes laterais de cada trecho do canal.

Conforme a localização das tomadas de água ao longo do canal, a capacidade de vazão diminui. Os resultados do dimensionamento para o canal são apresentados na Tabela 1, onde Q é a vazão de dimensionamento; S é a declividade do fundo; B é a largura da base; D é o diâmetro de canais semi-circulares; t representa seção transversal trapezoidal; e c representa seção transversal semi-circular.

Para a operação do canal é utilizado o sistema de controle por jusante. Neste tipo de controle, cada trecho é equipado por um regulador de “nível constante” que ajusta, automaticamente, o nível de água a jusante em uma cota constante,

**Tabela 1. Características do canal.**

Distância (m)	tipo	D (m)	B (m)	S (m/m)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
0-390	t	-	0,8	0,0003	0,903
390-1420	t	-	0,8	0,0003	0,690
1420-2137	c	1,4	-	0,0004	0,479
2137-2818	c	1,0	-	0,0005	0,221

onde: D - diâmetro de canais semi-circulares; B - largura de base de canais trapezoidais; S - declividade do fundo e Q - vazão de dimensionamento.

conforme descrito anteriormente. Os reguladores empregados são as comportas tipo AVIO, descritas na introdução.

O sistema baseado em comportas AVIO obriga o dimensionamento do canal a submeter-se a determinadas características, tais como:

- fundo do canal é sempre em declive;
- canal escoar em regime lento;
- borda do canal é sempre horizontal, paralelo ao nível estático da linha de água quando está cheio e sem escoamento.

O canal foi discretizado em trechos de canal trapezoidal, trechos de canal circular, trechos de reservatórios e trechos de comportas AVIO, conforme a estrutura do modelo matemático. Ao todo são 31 trechos, em um comprimento total de aproximadamente  $2.800 \text{ m}$ . O canal é controlado por jusante por 11 comportas AVIO dos tipos 90/63 e 71/40. Existem quatro tomadas de água distribuídas ao longo do canal, sendo a última localizada na extremidade de jusante.

As condições de contorno aplicadas ao canal foram nível da água constante na extremidade de montante e hidrogramas nas tomadas de água. A forma dos hidrogramas é reta, com vazão nula no início, passando bruscamente a um valor de vazão constante, diferente para cada tomada, e voltando a zero, também de forma brusca. Durante a fase de vazão constante nas tomadas de água, a soma das vazões é de aproximadamente  $900 \text{ l.s}^{-1}$ .

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

O procedimento normal de verificação de um modelo de simulação exigiria a comparação com dados medidos em um canal real, mas não



foram encontrados dados disponíveis. Assim foi escolhida uma aplicação ao canal projetado, descrito no item anterior.

A simulação procurou avaliar o funcionamento do canal e o desempenho do modelo em condições de uso severas, isto é, com transientes fortes nas tomadas de água. Todas as tomadas de água são acionadas ao mesmo tempo, atingindo a demanda máxima de forma imediata, e todas as são desligadas ao mesmo tempo, reduzindo a zero a vazão nas tomadas laterais e na tomada do extremo de jusante do canal.

Tipicamente o calendário de irrigação exige demandas constantes por longos períodos. Antes do período de irrigação não existe demanda, e a água no canal fica parada. A Figura 2 apresenta, para a aplicação realizada neste trabalho, os perfis do fundo do canal e da linha de água na condição inicial, quando a vazão é zero. Nesta situação o nível da água é horizontal, e cada degrau corresponde a uma comporta AVIO.

Em canais bem dimensionados, passado um tempo suficiente do início da demanda de água nas tomadas, o escoamento entra em regime permanente, isto é, não varia no tempo, e o nível da

água fica aproximadamente paralelo ao fundo. Esta situação é apresentada em detalhe na Figura 3.

É nos curtos intervalos, em que a demanda se inicia ou se encerra, que os efeitos dinâmicos se manifestam. A Figura 4 apresenta um ciclo completo de irrigação, onde se percebe as flutuações na vazão logo que se inicia e logo que se encerra a demanda. As flutuações de vazão são amortecidas e, passados alguns minutos, desaparecem completamente.

No exemplo simulado neste trabalho, a situação mais crítica ocorre quando a demanda de água se encerra. Nesta situação a água, que vem escoando com uma determinada velocidade, é desacelerada bruscamente, gerando uma onda. Esta onda é maior nos extremos do trecho de canal, junto às comportas. A Figura 5 apresenta o nível da água calculado imediatamente a montante da segunda comporta do canal, no momento em que se encerra a demanda em todas as tomadas.

Para o canal desta aplicação, as perturbações são amortecidas completamente em aproximadamente meia hora. Supõe-se que este tempo de acomodação seja função das características do canal, em particular, do seu comprimento total.

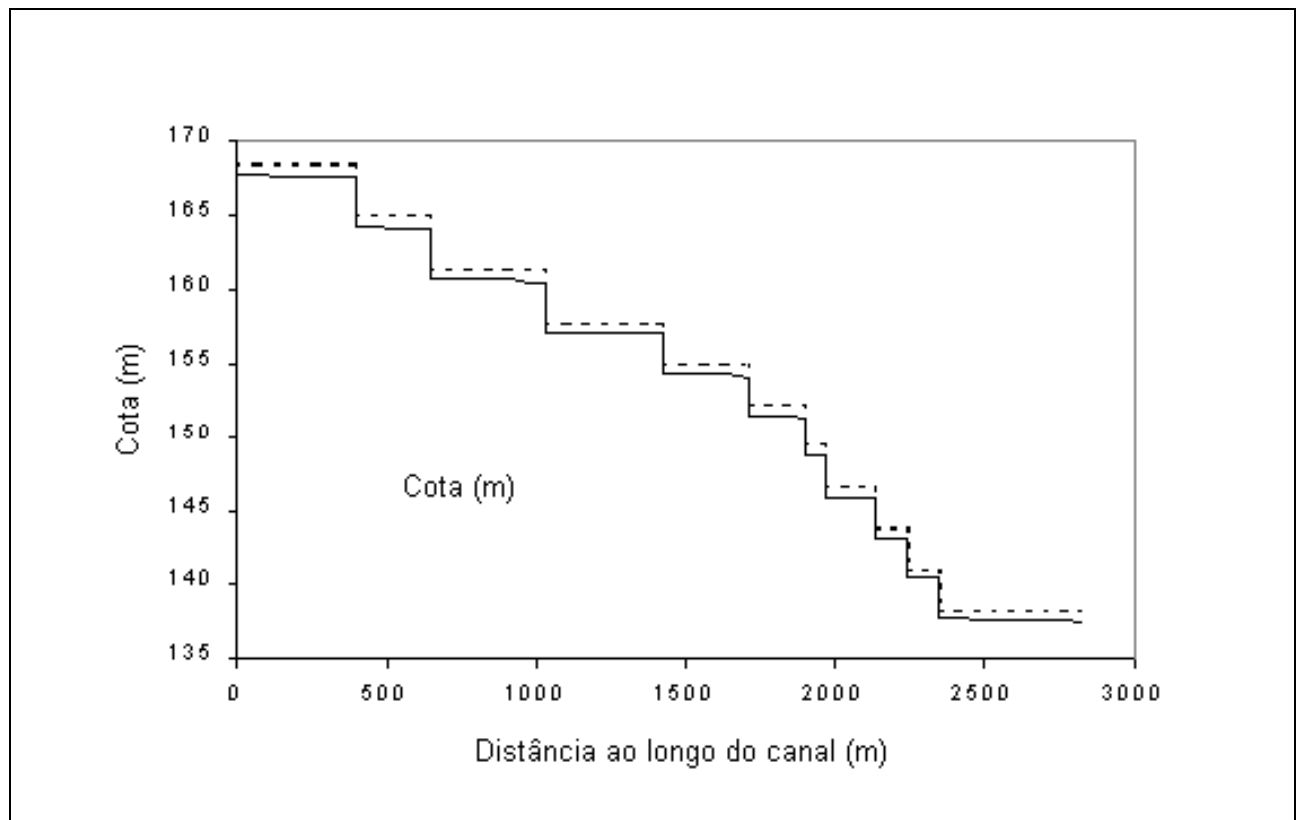


Figura 2. Perfil do fundo do canal (linha contínua) e da superfície da água na condição estática (linha tracejada).

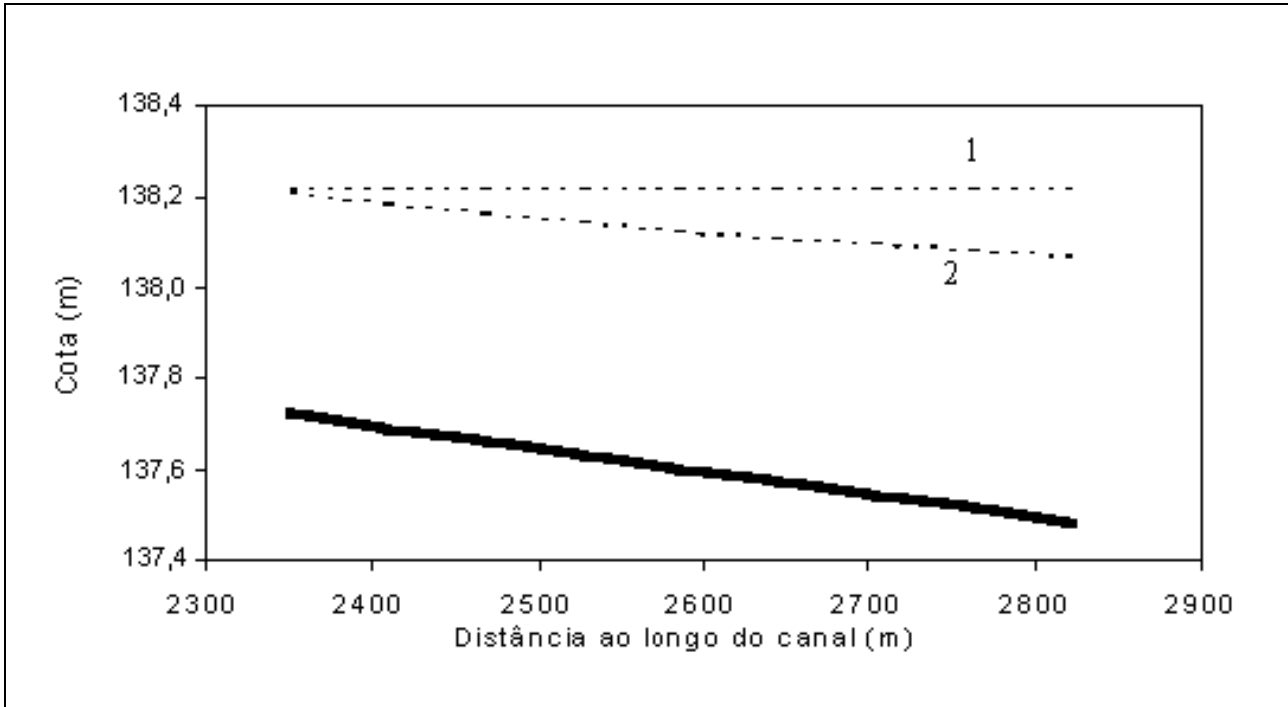


Figura 3. Detalhe do último trecho do canal: perfil do fundo (linha espessa); linha da água para a vazão nula (1); linha da água para a vazão máxima (2).

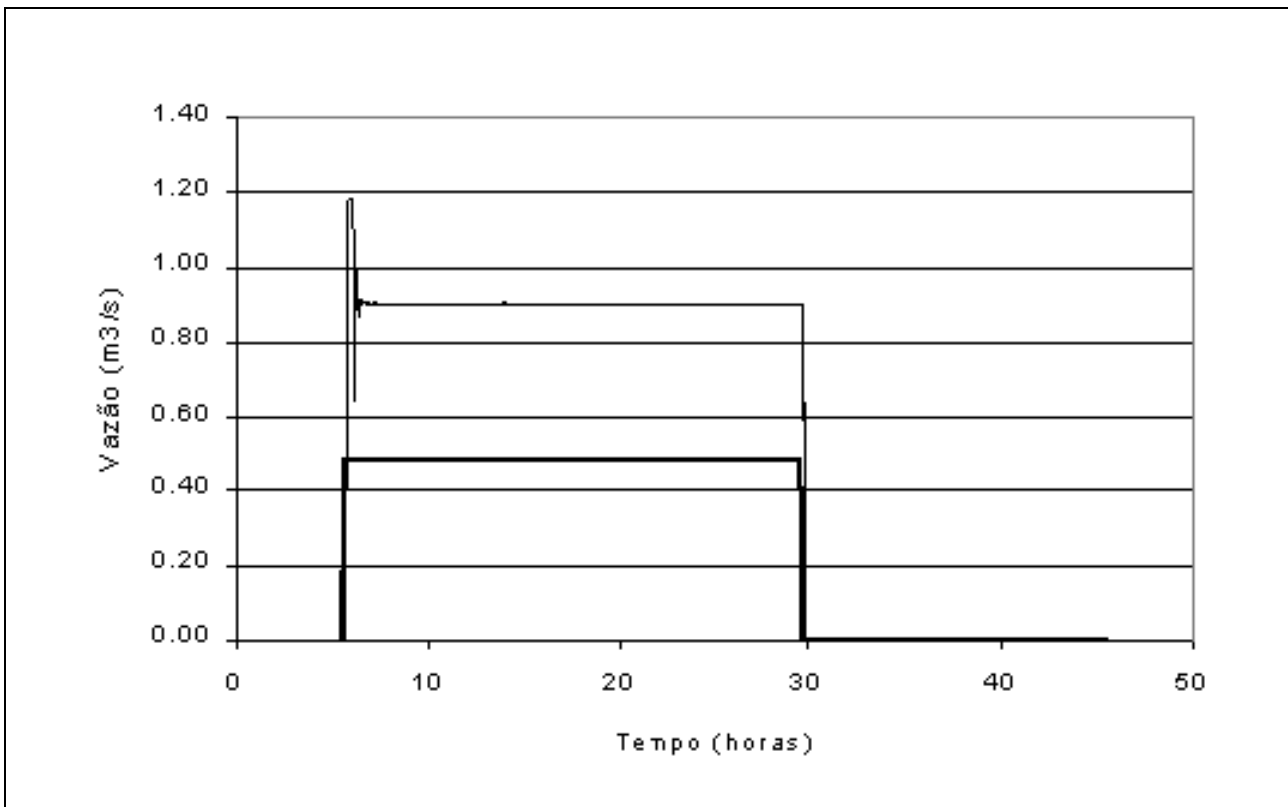


Figura 4. Vazão durante o ciclo de irrigação na extremidade de montante do canal (linha fina) e em um ponto intermediário (linha espessa).

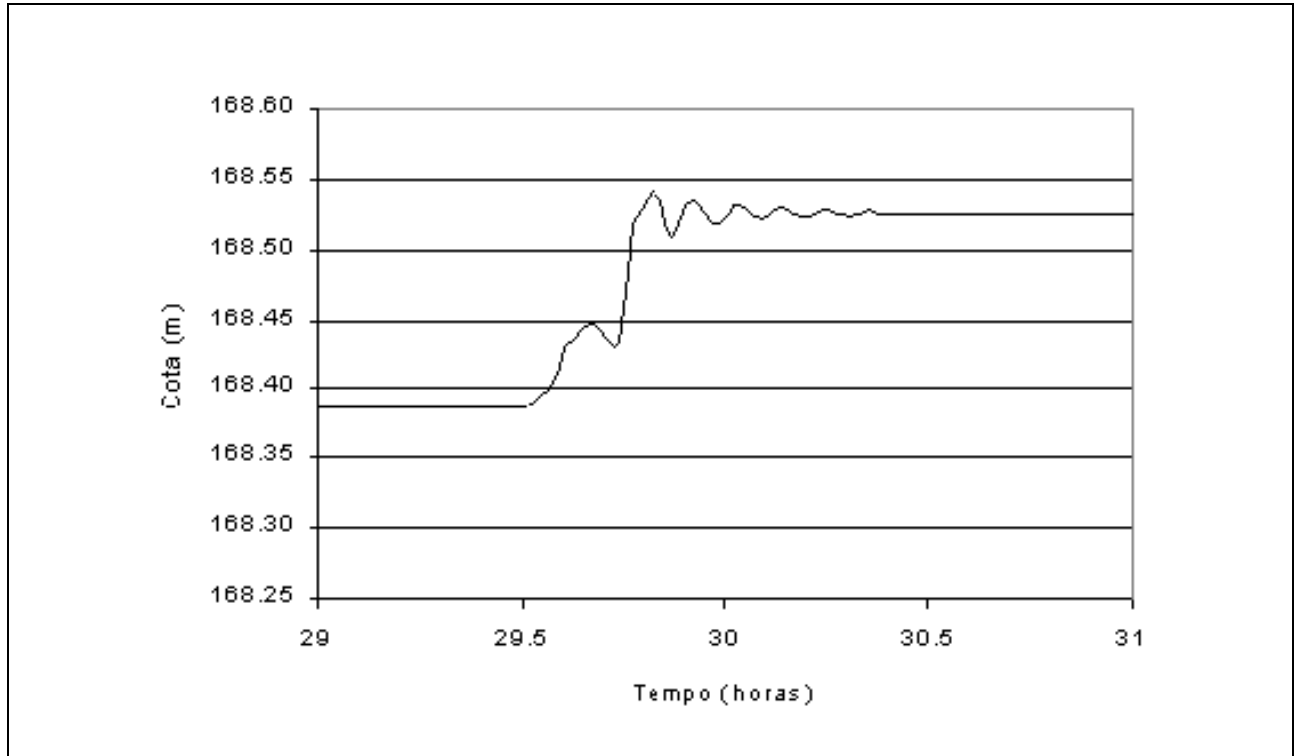


Figura 5. Cota da superfície no fim do ciclo de irrigação imediatamente a montante da segunda comporta do canal.

A diferença entre o nível máximo atingido em um ponto do canal durante o transiente hidráulico e o nível estático, que é o nível da água quando a vazão é nula, neste mesmo ponto é denominada sobrelevação. Na aplicação realizada, a maior sobrelevação ocorre imediatamente a montante da quinta comporta. A Figura 6 apresenta o nível da água calculado imediatamente a montante desta comporta, no momento em que se encerra a demanda em todas as tomadas.

A Figura 7 apresenta a sobrelevação em todos os pontos ao longo do canal. Nesta figura se observa que as maiores sobrelevações são de pouco mais de 10 cm. Este valor é útil na verificação do dimensionamento do canal, particularmente quanto a sua borda livre. A borda livre do canal é dimensionada para evitar que a água transborde com a formação de ondas pelo vento ou pelos efeitos dinâmicos de abertura e fechamento de comportas. Uma estimativa aproximada indica que uma redução de 5 cm na borda livre, no projeto do canal descrito, pode significar uma economia de R\$ 10,00 por metro de canal, considerando o revestimento em concreto e o aterro. Este valor torna-se muito importante em canais mais longos e, tipicamente, os sistemas de irrigação têm dezenas de quilômetros de canais.

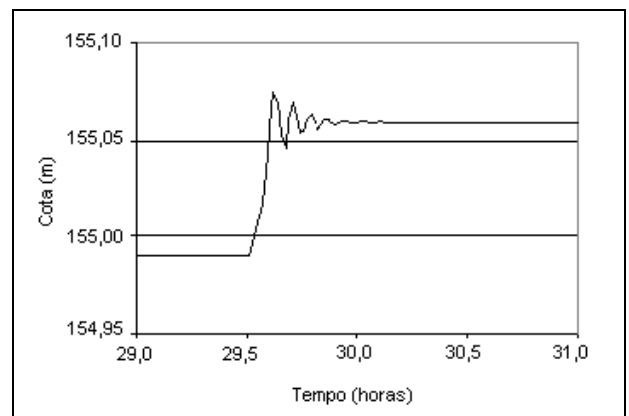


Figura 6. Cota a montante da comporta em que ocorre a maior sobrelevação ao final do ciclo de irrigação.

Na mesma figura são apresentadas os máximos desvios negativos, em relação ao nível de referência. Estes desvios são mínimos logo a jusante das comportas, pois é nestes pontos que a atuação das comportas mantém os níveis constantes.

Os resultados apresentados referem-se somente ao canal da aplicação. É possível que os efeitos dinâmicos sejam mais fortes em canais com trechos mais longos e de menor declividade como, em geral, são os canais primários. Por outro lado, os reservatórios intermediários podem contribuir

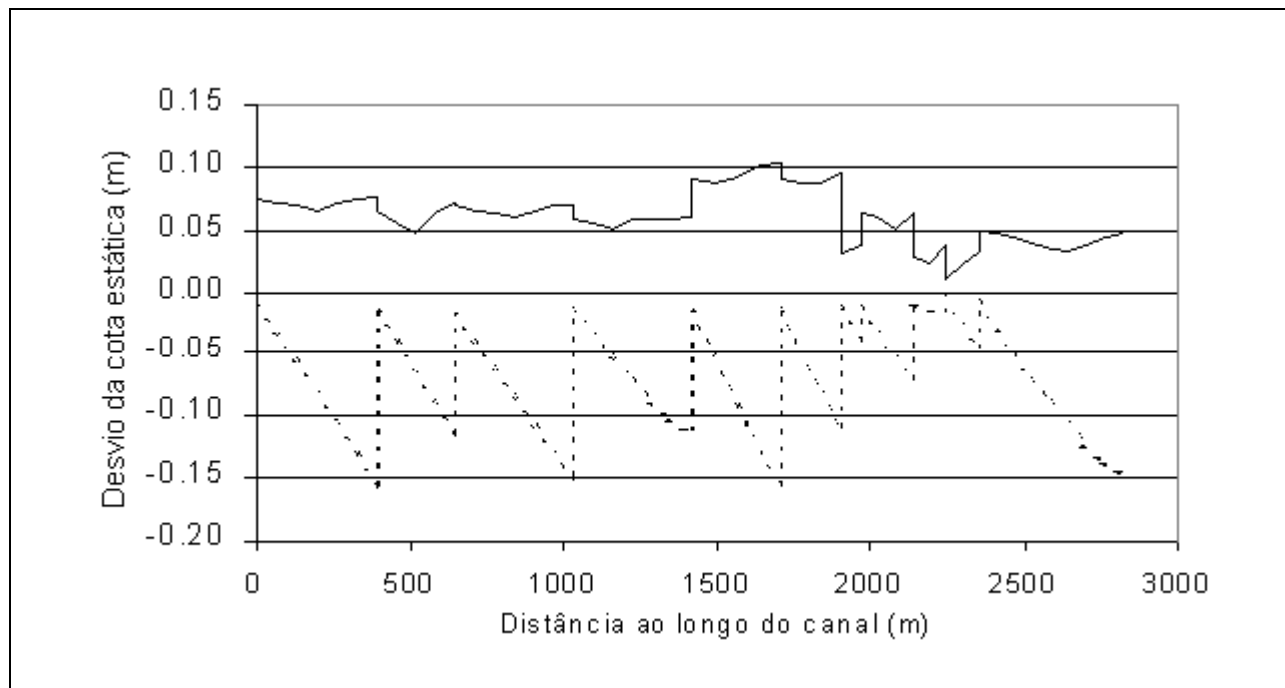


Figura 7. Desvios máximos ou sobrelevação (linha contínua) e mínimos (linha pontilhada) do nível da água em relação à cota estática.

para a redução dos efeitos dinâmicos. Outro aspecto que necessita de análises mais detalhadas é a forma com que varia a demanda.

## CONCLUSÕES

O modelo hidrodinâmico de escoamento em canais de irrigação, desenvolvido neste trabalho, permitiu avaliar os efeitos dinâmicos que existem quando os canais são controlados por comportas automáticas.

Embora sem verificar o modelo frente a dados observados, os resultados foram coerentes e o exemplo de aplicação mostrou que é possível utilizar o modelo para verificar o dimensionamento do canal quanto à borda livre. A economia que a simulação pode proporcionar, com estimativas mais exatas da borda livre necessária, é significativa, e pode contribuir para reduzir os custos por área irrigada.

À medida que os sistemas de irrigação se desenvolvem, aumenta a complexidade do seu controle e aumenta a necessidade de se extrair o máximo da sua capacidade. A simulação é praticamente indispensável na verificação do projeto e das eventuais alterações do projeto do canal e do sistema de controle.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq pela concessão da bolsa de doutorado que mantém o primeiro autor e aos revisores pelas sugestões.

## REFERÊNCIAS

- BURT, C. M. & GARTRELL, G. (1993). Irrigation canal simulation model usage. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* v.119, nº 4 p.11-5; July/August.
- EFFERTZ, R. (1993). *Operação e Manutenção de projetos de irrigação*. Brasília: Secretaria de Irrigação - Manual de irrigação nº 4, p. 492.
- FREAD, D. L. (1993). Flow routing. In Maidment, *Handbook of Hydrology*.
- FREAD, D. L. (1985). *Channel routing*. In: Anderson, M. G.; Burt, T. P. *Hydrological forecasting*. John Wiley and Sons Ltd.
- HOLLY Jr., F. M. & MERKLEY, G. P. (1993). Unique problems in modeling irrigation canals. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* v.119 nº 4 p. 11-5; July/August.
- PRESS, W. H.; TEUKOLSKY, S. A.; VETTERLING, W. T. & FLANNERY, B. P. (1995). *Numerical Recipes in FORTRAN*. Cambridge: Cambridge University.
- RIJO, M. (1997). *Controlo de canais: Caracterização e classificação dos diferentes sistemas*. Notas de aula do

Curso de controle em canais de irrigação. IPH UFRGS.

RIJO, M. (1993). *Regulações de redes de rega colectivas em superfície livre*. Notas de aula do Curso de controle em canais de irrigação. IPH UFRGS.

ROGERS, D. C. & GOUSSARD, J. (1998). Canal control algorithms currently in use. *Journal of Irrigation and Drainage and Engineering* v. 124, n° 1 p. 11-5; January/February.

TUCCI, C. E. M. (1998). *Modelos Hidrológicos*. ABRH e Editora da UFRGS. Porto Alegre. p. 669.

## ***Numerical Simulation of Automatic Gate-Controlled Irrigation Canals***

### **ABSTRACT**

*This paper presents an introduction to several aspects related to the control of irrigation canals, and a simulation model of this control. The model is based on the hydrodynamic equations in one dimension, and can be applied to canals controlled by automatic gates, typical of irrigation systems. The model divides the whole canal into reaches with canals, gates, reservoirs and steps, and each reach is mathematically represented by the respective equations. The model may be used as a verification tool to design irrigation systems, with canals and automatic gates, where the systems are subject to strong variations in water demand, and to plan the demand calendar at the different water intakes. An example is presented applying the model to a 2600-meter long irrigation canal, controlled by 11 gates and with 4 water intakes.*

*Key-words: irrigation; hydrodynamic; gates.*