

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

## TRANSIENTES HIDRÁULICOS EM REDES DE CANAIS DE IRRIGAÇÃO

LUIS CARLOS BRUSA

*Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.*

PORTO ALEGRE, 11 de Maio de 1994

## APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no âmbito do 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, sob a orientação do Prof. PhD. *Carlos Eduardo Morelli Tucci*.

O autor quer expressar seu sincero agradecimento às seguintes pessoas:

- Ao Prof. *Carlos E.M. Tucci*, pela orientação e valiosas críticas realizadas ao longo do desenvolvimento deste trabalho;
- Ao Prof. *Raul Dorfmann*, pela sugestão do tema de dissertação e, sua gentil colaboração sempre que solicitada da Vice-direção do I.P.H.;
- Ao Msc. Eng. *Adolfo O.N. Villanueva*, pelo constante apoio, críticas e, valiosas sugestões transmitidas, já que estas melhoraram a qualidade final do trabalho;
- À Sra. *Lygia O. Campos*, pelo eficiente suporte administrativo fornecido pela secretaria do curso de Pós-Graduação;
- Às bibliotecárias, *Jussara Silva e Jussara Barbieri*, por seu incansável apoio no setor de bibliotecas;
- À CAPES/PROPESP, pela bolsa de estudo concedida;
- À CEU/PRUNI/UFRGS, pela moradia;
- Aos professores, funcionários e colegas do I.P.H., em especial aos do setor de hidrologia: Engs. Fernando Genz, Nestor A. Campana e Eduardo M. Mendiondo, pelo companherismo e críticas prestadas;
- Ao amigo e colega *Eduardo Sávio R.P. Martins* e sua *senhora* esposa *Vlândia Santos Teixeira*, pela amizade e companherismo brindado ao longo deste período;
- À minha noiva Msc. Eng. *Ana Beatris Souza de Deus*, pelo amor, carinho e constante apoio brindado ao longo do desenvolvimento deste trabalho;
- Finalmente, não posso esquecer de minha família, em especial a minha Mãe *Amelia Verena*, minhas Irmãs *Marcela Elisabet e Laura Amelia*, pelo constante apoio e incentivo prestado de longe, para que este trabalho chegasse a seu término.



*Dedico este trabalho à memória de meu Pai: Omar Daniel Brusa, a quem o destino não permitiu colher os frutos dos esforços feitos durante sua vida pela melhor educação de seus filhos.*

## RESUMO

O fluxo que escoar nos canais de irrigação resulta de uma complexa relação de três grandes fases dependentes entre si. A primeira, determina os volumes d'água necessários em cada parcela de irrigação; a segunda, representa a fase do transporte da água dentro dos canais até a parcela de irrigação e a terceira, determina os volumes d'água ingressantes no sistema, para que possam ser utilizados pelas culturas no tempo e na forma adequada.

Com a finalidade de poder representar a fase de transporte da água foi desenvolvido um modelo matemático baseado nas equações de Saint-Venant, o qual simula o fluxo não-permanente a superfície livre em redes de irrigação, e o escoamento através de transições de canais, condições de fluxo livre e afogado em vertedouros longitudinais e orifícios, sendo incluídos nestes últimos, as comportas de operação manual e comportas de regulação automática de níveis por montante ou por jusante (AMIL, AVIS e AVIO). Finalmente, é apresentado um algoritmo para operação de comportas telecomandadas, baseado no conceito do "nível controlado".

As equações foram discretizadas utilizando o esquema implícito em diferenças finitas de Preissmann, na versão linear, mas levando em consideração na atualização das variáveis o procedimento iterativo para solucionar eventuais inconvenientes computacionais. O cálculo das variáveis dependentes do escoamento é feito mediante o Método de Eliminação Local.

O modelo foi testado utilizando exemplos teóricos extraídos da literatura e/ou analisando a consistência física dos resultados. Nas aplicações realizadas, os resultados obtidos podem ser considerados satisfatórios.

## ABSTRACT

Flow in irrigation canals is the result of a complex relationship between three large interdependent phases. The first one, determines volumes of water required on each irrigation area; the second, represents the phase of water transport in the canals to the irrigation area; and the third, determines the volumes of water entering the system to be used by crops at the right time in the appropriate form.

A mathematical model based on the Saint-Venant equations was developed for the purpose of representing the water transport phase. This model simulates the unsteady free surface flow in irrigation networks, and flow through canal transitions, free flow and submerged conditions in longitudinal weirs and orifices, and the later include manually and automatically operated gates controlled by upstream or downstream levels (AMIL, AVIS and AVIO). Finally, an algorithm is presented for remote operation gates, based on the concept of "controlled level".

The equations were discretized using a linear version of Preissmann's implicit finite differences scheme. An iterative procedure was used to solve possible computational problems. The resultant sparse matrix was solved by a Local Elimination Method.

The model was tested using theoretical examples taken from literature and/or analysing the physical consistency of the results. The results obtained in the applications may be considered satisfactory.

## SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO</b> . . . . .	1
1.1 GENERALIDADES . . . . .	1
1.2 CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO EM REDES DE CANAIS DE IRRIGAÇÃO . . . . .	3
1.3 OBJETIVOS . . . . .	4
<b>CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> . . . . .	6
2.1 DESCRIÇÃO DO ESCOAMENTO EM CANAIS DE IRRIGAÇÃO. . . . .	6
2.2 CARACTERÍSTICAS DA SIMULAÇÃO MATEMÁTICA DE CANAIS DE IRRIGAÇÃO . . . . .	6
2.3 TIPOS DE MODELOS . . . . .	9
2.3.1 Modelos de Projeto . . . . .	9
2.3.2 Modelos de Simulação . . . . .	10
2.3.3 Modelos de Operação . . . . .	12
2.4 FONTES DE INSTABILIDADE NA MODELAÇÃO MATEMÁTICA DE CANAIS DE IRRIGAÇÃO . . . . .	14
2.5 MÉTODOS DE DISTRIBUIÇÃO D'ÁGUA AOS IRRIGANTES . . . . .	15
2.6 MÉTODOS DE REGULAÇÃO DO ESCOAMENTO EM CANAIS DE IRRIGAÇÃO . . . . .	17
2.6.1 Regulação por Montante . . . . .	18
2.6.2 Regulação por Jusante . . . . .	19
<b>CAPÍTULO 3 METODOLOGIA</b> . . . . .	22
3.1 EQUAÇÕES BÁSICAS DO ESCOAMENTO NÃO-PERMANENTE EM CANAIS . . . . .	22
3.1.1 Introdução . . . . .	22
3.1.2 Hipóteses Básicas . . . . .	22
3.1.3 Equação de Continuidade . . . . .	23
3.1.4 Equação Dinâmica . . . . .	25
3.1.5 Métodos Numéricos . . . . .	27
3.2 SOLUÇÃO NUMÉRICA DAS EQUAÇÕES . . . . .	27
3.2.1 Esquemas em Diferenças Finitas . . . . .	27
3.2.2 Algoritmo Iterativo . . . . .	29
3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO INTERNAS . . . . .	32
3.3.1 Introdução . . . . .	32
3.3.2 Confluências . . . . .	33

3.3.3	Transição de Canais . . . . .	34
3.3.4	Vertedouros Longitudinais . . . . .	36
3.3.5	Orifícios . . . . .	38
3.3.5.1	Orifícios de Abertura Fixa e Comportas de Operação Manual . .	39
3.3.5.2	Comportas Automáticas de Regulação por Montante tipo AMIL . .	42
3.3.5.3	Comportas Automáticas de Regulação por Jusante tipos AVIS e AVIO . . . . .	44
3.3.5.4	Filtração Numérica da Altura d'água em Comportas Automáticas . . . . .	45
3.3.5.5	Comportas Telecomandadas . . . . .	47
3.4	CONDIÇÕES DE CONTORNO EXTERNAS (CCE) . . . . .	53
3.5	SOLUÇÃO DO SISTEMA GERAL DE EQUAÇÕES . . . . .	53
3.5.1	Generalidades . . . . .	53
3.5.2	Condições Iniciais . . . . .	54
3.5.3	Método de Eliminação Local . . . . .	54
3.5.4	Obtenção do Valor das Variáveis Dependentes . . . . .	57
3.6	MODELO COMPUTACIONAL . . . . .	59
3.6.1	Estrutura Funcional do Modelo . . . . .	60
<b>CAPÍTULO 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES . . . . .</b>		<b>66</b>
4.1	APLICAÇÃO N° 1: Modelo Hidrodinâmico em Redes . . . . .	66
4.2	APLICAÇÃO N° 2: Comportas Telecomandadas . . . . .	73
4.3	APLICAÇÃO N° 3: Comportas Automáticas de Regulação por Jusante (AVIS e AVIO) - Canais Alinhados . . . . .	80
4.4	APLICAÇÃO N° 4: Redes de Canais de Irrigação Regulada com Comportas Automáticas AVIS e AVIO . . . . .	85
<b>CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES e RECOMENDAÇÕES . . . . .</b>		<b>99</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS . . . . .</b>		<b>103</b>

## ANEXOS

ANEXO 1	COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT . . . . .	A1
	A1.1 Equação de Continuidade . . . . .	A1
	A1.2.1 Equação Dinâmica - Termos Inerciais . . . . .	A1
	A1.2.2 Equação Dinâmica - Termos de Pressão . . . . .	A1
	A1.2.3 Equação Dinâmica - Termos de Fricção . . . . .	A1
ANEXO 2	COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES RECURSIVAS - TRANSIÇÃO DE CANAIS .	A2
ANEXO 3	COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES RECURSIVAS - VERTEDOUROS LONGITUDINAIS . . . . .	A3
ANEXO 4	COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES RECURSIVAS - ORIFÍCIOS . . . . .	A4
ANEXO 5	MÉTODO DE ELIMINAÇÃO LOCAL - COEFICIENTES PARA A OBTENÇÃO DO VALOR DAS VARIÁVEIS DEPENDENTES . . . . .	A5

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.01	Aplicação 1 - Características da rede de canais . . . . .	67
Tabela 4.02	Vazão que escoar por cada trecho (condições iniciais) . . .	68
Tabela 4.03	Aplicação 2 - Características do sistema . . . . .	74
Tabela 4.04	Orifício de abertura fixa - dados . . . . .	74
Tabela 4.05	Comporta telecomandada - dados . . . . .	74
Tabela 4.06	Comporta telecomandada - parâmetros de funcionamento . .	75
Tabela 4.07	Aplicação 3 - Dados dos canais . . . . .	81
Tabela 4.08	Identificação e dimensões das comportas . . . . .	81
Tabela 4.09	Aplicação 4 - Dados dos canais de irrigação . . . . .	86
Tabela 4.10	Identificação e dimensões das comportas . . . . .	86

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.01	Sistema regulado por montante . . . . .	19
Figura 2.02	Sistema regulado por jusante. . . . .	20
Figura 2.03	Comparação do perfil da linha d'água em trechos regulados por montante e por jusante. . . . .	21
Figura 3.01	Discretização do canal - Esquema implícito de 4 pontos. . . . .	28
Figura 3.02	Transição de canais . . . . .	35
Figura 3.03	Variação da função de descarga em escoamentos através de vertedouros longitudinais e de orifícios. . . . .	38
Figura 3.04	Escoamento através de orifícios . . . . .	39
Figura 3.05	Direções possíveis do escoamento. . . . .	40
Figura 3.06	Comportas automáticas de regulação por montante - Esquema de funcionamento. . . . .	43
Figura 3.07	Comportas automáticas de regulação por jusante - Esquema de funcionamento. . . . .	44
Figura 3.08	Comportas telecomandadas - Algoritmo de funcionamento. . . . .	48
Figura 3.09	Velocidade de movimento da comporta . . . . .	49
Figura 3.10	Método de Eliminação Local. . . . .	55
Figura 4.01	Aplicação 1 - Redes de canais . . . . .	67
Figura 4.02	Hidrograma ingressante no trecho 1. . . . .	69
Figura 4.03	Nó 2 - Hidrogramas das três redes de canais . . . . .	69
Figura 4.04	Nó 2 - Cotagramas das três redes de canais. . . . .	70
Figura 4.05	Nó 3 - Hidrogramas das três redes de canais . . . . .	70
Figura 4.06	Nó 3 - Cotagramas das três redes de canais. . . . .	71
Figura 4.07	Nó 4 - Hidrogramas das três redes de canais . . . . .	71
Figura 4.08	Nó 4 - Cotagramas das três redes de canais. . . . .	72
Figura 4.09	Aplicação 2 - layout do sistema . . . . .	73
Figura 4.10	Exemplo 1 - Hidrograma na tomada lateral ( $Q_{Toma}$ ) e na comporta telecomandada ( $Q_{Comp}$ ) . . . . .	76
Figura 4.11	Altura d'água na seção de referência. . . . .	76
Figura 4.12	Abertura da comporta telecomandada. . . . .	77
Figura 4.13	Exemplo 2 - Hidrograma na tomada lateral ( $Q_{Toma}$ ) e na comporta telecomandada ( $Q_{Comp}$ ) . . . . .	77

Figura 4.14	Altura d'água na seção de referência. . . . .	78
Figura 4.15	Abertura da comporta telecomandada. . . . .	78
Figura 4.16	Aplicação 3 - layout do sistema . . . . .	80
Figura 4.17	Hidrogramas de jusante (Qjus), na comporta 1 e na comporta 2. . . . .	82
Figura 4.18	Comporta AVIS 180/335 (Comp2) - variáveis do escoamento . . . . .	83
Figura 4.19	Comporta AVIO 200/630 (Comp1) - variáveis do escoamento . . . . .	83
Figura 4.20	Aplicação 4 - Rede de canais de irrigação . . . . .	85
Figura 4.21	Exemplo 1 - Hidrogramas aplicados nos nós extremos da rede. . . . .	87
Figura 4.22	Comporta automática AVIS 180/335 (Comp2). . . . .	88
Figura 4.23	Comporta automática AVIO 200/630 (Comp1). . . . .	88
Figura 4.24	Comporta automática AVIO 56/25 (Comp4). . . . .	89
Figura 4.25	Comporta automática AVIO 56/25 (Comp3). . . . .	89
Figura 4.26	Vazão que passa por cada comporta . . . . .	90
Figura 4.27	Comparação das aberturas de cada comporta . . . . .	90
Figura 4.28	Exemplo 1 - Hidrogramas aplicados nos nós extremos da rede. . . . .	91
Figura 4.29	Comporta automática AVIS 180/335 (Comp2). . . . .	91
Figura 4.30	Comporta automática AVIO 200/630 (Comp1). . . . .	92
Figura 4.31	Comporta automática AVIO 56/25 (Comp4). . . . .	92
Figura 4.32	Comporta automática AVIO 56/25 (Comp3). . . . .	93
Figura 4.33	Vazão que passa por cada comporta . . . . .	93
Figura 4.34	Comparação das aberturas de cada comporta . . . . .	94
Figura 4.35	Exemplo 3 - Hidrogramas aplicados nos nós extremos da rede. . . . .	95
Figura 4.36	Comporta automática AVIS 180/335 (Comp2). . . . .	95
Figura 4.37	Comporta automática AVIO 200/630 (Comp1). . . . .	96
Figura 4.38	Comporta automática AVIO 56/25 (Comp4). . . . .	96
Figura 4.39	Comporta automática AVIO 56/25 (Comp3). . . . .	97
Figura 4.40	Vazão que passa por cada comporta . . . . .	97
Figura 4.41	Comparação das aberturas de cada comporta . . . . .	98

## LISTA DE FLUXOGRAMAS

Fluxograma 3.01	ALGORITMO DE FUNCIONAMENTO DA COMPORTA TELECOMANDADA . . . . .	50
Fluxograma 3.02	MODELO HICAIR - FUNCIONAMENTO COMPUTACIONAL . . . . .	62
Fluxograma 3.03	SEQUÊNCIA DE CHAMADAS DO MODELO HICAIR . . . . .	65

## LISTA DE VARIÁVEIS

- A : área da seção transversal ao escoamento;
- $A_b$  : abertura do orifício;
- $A_g$  : seção de passo através do orifício;
- c : celeridade de uma onda;
- $c_{AB}$  : celeridade da onda no trecho AB;
- $c_{BC}$  : celeridade da onda no trecho BC;
- $Cd_{gl}$  : coeficiente de descarga do orifício (fluxo livre);
- $Cd_{gs}$  : coeficiente de descarga do orifício (fluxo afogado);
- $Cr$  : número de Courant;
- $Cr_1$  : coeficiente de ponderação de níveis em comportas automáticas;
- $Cr_2$  : coeficiente de ponderação de níveis em comportas automáticas;
- DA : diferencial de área;
- $Di$  : diferença entre a altura d'água no intervalo "t" e a altura objetivo nesse mesmo intervalo, na seção de controle "i" (Comp. telecomandadas
- dV : diferencial de volume;
- F : empuxo do flutuador (Comportas AMIL, AVIS e AVIO);
- $F_f$  : força de fricção;
- $F_g$  : força de gravidade;
- $F_p$  : força de pressão;
- g : aceleração da gravidade;
- G : empuxo dos contrapesos (Comportas AMIL, AVIS e AVIO);
- h : profundidade do escoamento;
- $K^2$  : condutância hidráulica;
- $l_{AB}$  : comprimento do trecho AB;
- $l_{BC}$  : comprimento do trecho BC;
- n : coeficiente de rugosidade de Manning;
- $Q_{AB}$  : vazão no trecho AB;
- $Q_B$  : vazão que passa através do regulador  $R_B$ ;
- $Q_{BC}$  : vazão no trecho BC;
- $Q_{gl}$  : vazão que escoa sob um orifício (fluxo livre);
- $Q_{gs}$  : vazão que escoa sob um orifício (fluxo afogado);
- $q_1$  : descarga (ou recarga) lateral por unidade de comprimento de canal;
- $Q_{máx}$  : vazão máxima;

$Q_{TB}$  : vazão que sai da tomada B;  
 $Q_{wl}$  : vazão que escoar sobre um vertedouro longitudinal (fluxo livre);  
 $Q_{ws}$  : vazão que escoar sobre um vertedouro longitudinal (fluxo afogado);  
 $R$  : raio hidráulico;  
 $R_A$  : regulador A;  
 $R_B$  : regulador B;  
 $R_f$  : raio do flutuador da comporta;  
 $R_t$  : raio do tabuleiro da comporta;  
 $SIG$  : sinal indicativo se a comporta telecomandada abre ou fecha;  
 $S_f$  : declividade da linha de energia;  
 $S_o$  : declividade da linha do fundo;  
 $t$  : tempo;  
 $T$  : largura do canal;  
 $T_A$  : tomada A;  
 $T_B$  : tomada B;  
 $T_C$  : tomada C;  
 $t_{AB}$  : tempo que demora uma onda em recorrer o trecho AB;  
 $t_{BC}$  : tempo que demora uma onda em recorrer o trecho BC;  
 $TOL$  : tolerância adotada para mudar algoritmo de cálculo quando a altura d'água nas seções situadas a montante e a jusante de um orifício ou de um vertedouro longitudinal são aproximadamente iguais;  
 $V$  : velocidade do escoamento;  
 $V_g$  : velocidade de movimento de uma comporta telecomandada;  
 $V_{Gate}$  : velocidade de movimento do regulador;  
 $x$  : espaço;  
 $y$  : cota da linha d'água;  
 $y_{ECR}$  : cota do eixo de cotação-rotação da comporta;  
 $y_{jus}$  : cota da seção localizada a jusante de uma CCI;  
 $*$   
 $y_{jus}$  : cota filtrada numericamente da seção localizada a jusante de uma comporta automática;  
 $y_{mon}$  : cota da seção localizada a montante de uma CCI;  
 $*$   
 $y_{mon}$  : cota filtrada numericamente da seção localizada a montante de uma comporta automática;  
 $y_{nf}$  : cota do nível freático;  
 $\hat{y}_{sr}$  : cota real d'água na seção de referência, no intervalo de tempo "t";

$y_{sr}^o$  : cota objetivo d'água na seção objetivo, no intervalo de tempo "t";  
 $y_w$  : cota da crista do vertedouro longitudinal;  
 $y_{wg}$  : cota do degrau de fundo do orifício;  
 $Z_o$  : cota do fundo do canal;

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\alpha$  : ângulo que forma o fundo do canal com a horizontal;
- $\alpha'$  : coeficiente de correção de fluxo de cinética (coef. de coriolis);
- $\beta'$  : coeficiente de correção de fluxo de Q.M. (coeficiente de Boussinesq);
- $\Delta A_b$  : variação na abertura do orifício;
- $\Delta A_g$  : variação da seção de passo do orifício entre dois intervalos de tempo consecutivos;
- $\Delta H$  : perda de energia em transições de canais;
- $\Delta i$  : banda de desvio de níveis de água no algoritmo de funcionamento das comportas telecomandadas;
- $\Delta Q_{TB}$  : variação da demanda d'água na tomada B;
- $\Delta Q_{TC}$  : variação da demanda d'água na tomada C;
- $\Delta Q_T$  : variação total da demanda d'água;
- $\Delta t$  : intervalo de discretização temporal;
- $\Delta x$  : intervalo de discretização espacial;
- $\Delta y_{jus}$  : variação na cota da seção situada a jusante de uma CCI entre dois intervalos de tempo consecutivos;
- $\Delta y_{mon}$  : variação na cota da seção situada a montante de uma CCI entre dois intervalos de tempo consecutivos;
- $\epsilon$  : banda de sensibilidade ao escoamento em comportas automáticas e telecomandadas;
- $\zeta$  : coeficiente de perda de energia em transições de canais;
- $\theta$  : coeficiente de peso no tempo;
- $\mu_F$  : distância horizontal entre o E.C.-R. e o centro de gravidade do flutuador (comportas automáticas AMIL, AVIS e AVIO);
- $\mu_G$  : distância horizontal entre o E.C.-R. e o centro de gravidade dos contrapesos (comportas automáticas AMIL, AVIS e AVIO);
- $\mu_{wl}$  : coeficiente de descarga do vertedouro longitudinal (fluxo livre);
- $\mu_{ws}$  : coeficiente de descarga do vertedouro longitudinal (fluxo submerso);
- $\rho$  : densidade da água;
- $\Sigma F$  : somatório das principais forças aplicadas sobre o volume de controle;
- $\psi$  : coeficiente de peso no espaço;

## LISTA DE ABREVIATURAS

ASCE	: American Society of Civil Engineers
CARDD	: Canal Automatization for Rapid Demand Deliveries
CAREDas	: Calcul des REseaux D'ASSainissement
CARIMA	: Calcul des Rivieres MAillers
CCI	: Condições de Contorno Internas
CCE	: Condições de Contorno Externas
CI	: Canais de Irrigação
cs	: Superfície de Controle
cv	: Volume de Controle
DACL	: Dual-Acting Controlled-Leak
E.C-R.	: Eixo de Cotação-Rotação
EL-FLOW	: Electronic Filter Level Offset
ESV	: Equações de Saint-Venant
ETR	: Evapotranspiração Real
HICAIR	: HIdrodinâmica de CAais de IRrigação
MDF	: Método de Diferenças Finitas
MEF	: Método de Elementos Finitos
MEL	: Método de Eliminação Local
MLC	: Método das Linhas Características
PID	: Proporcional, Integral e Derivada
QM	: Quantidade de Movimento
USBR	: United States Bureau Reclamation
SOGREAH	: SOcieté GRenobloise d'Etudes et d'Applications Hydrauliques

## CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 GENERALIDADES

A vazão com que uma rede de canais de irrigação (CI) é projetada é função da demanda máxima d'água para irrigação, a qual depende de diversos fatores, entre os quais podem ser citados:

- a área máxima a ser irrigada;
- as culturas a serem implementadas;
- o sistema de distribuição d'água escolhido;
- a eficiência de distribuição e de aplicação do sistema;
- as perdas por infiltração e evaporação; e
- as características físicas do solo e do clima, entre outras.

Nos últimos anos, a demanda d'água continuou crescendo sem pausa, em parte por causa do surgimento de novos usos e do aumento da população mundial, o que juntamente à paulatina deterioração da qualidade dos recursos hídricos disponíveis, levou à imperiosa necessidade de procurar mecanismos adequados a fim de poder utilizá-los de maneira eficiente e com precaução. No caso específico da água para irrigação, existe uma estatística feita pelo U.S.B.R. (BALOGUN et alii, 1988) em que somente 44% do volume total da água que ingressa aos CI, chega realmente até as culturas nas quantidades e no tempo adequado. Uma porção importante da perda de eficiência no sistema é atribuída a: (1) utilização de procedimentos de projeto e planejamento que não consideram a capacidade máxima de condução dos canais, deficiente manutenção dos mesmos, e (2) as estratégias operacionais que ignoram as reais necessidades d'água das culturas, no referente às taxas a serem aplicadas, e seu tempo de aplicação (REPLOGLÉ et alii, 1980, apud A.S.C.E., 1993).

O desenvolvimento de projetos de irrigação foram mudando no tempo, os mais antigos davam maior importância à construção de estruturas de derivação d'água aos canais de distribuição. No decorrer do tempo, essa orientação voltou-se ao melhoramento da eficiência de manejo dos sistemas, mediante a incorporação de estruturas de controle e de regularização de níveis e/ou vazão, assim como também ao melhoramento dos dispositivos de adução, condução e derivação d'água. Essa mudança de enfoque produzida na elaboração dos projetos pode ser atribuída a diversas causas, entre as mais importantes podem ser citadas: a progressiva

diminuição da qualidade dos recursos hídricos disponíveis e o aumento na demanda de água por parte de outros usos.

O objetivo básico dos sistemas de condução d'água para irrigação é o de poder entregar as taxas de água necessárias para a cultura, no momento previsto e durante o intervalo de tempo adequado (de acordo com fatores anteriormente mencionados), para que possam ser utilizadas de forma eficiente pelas mesmas (BURT e PLUSQUELLEC, 1990; REDDY, 1990). Mas, geralmente, esses objetivos não podem ser alcançados na sua plenitude devido à existência de limitações de ordem técnica, tais como: dimensões muito extensa da rede de canais de irrigação, o sistema de distribuição d'água adotado, entre outros; devido à existência de limitações de ordem política, econômica e social, vinculadas com o manejo da água na rede.

De acordo com GICHUKI et alii (1990), as políticas operacionais dos CI dependem do sistema de distribuição d'água adotado (ex. contínua, rotação ou à demanda), das características físicas dos canais e do acordo operacional entre os usuários e a instituição que regula a utilização do sistema. O procedimento de operação das estruturas de controle, depende do conceito de "controle da água" que está sendo utilizado e da magnitude na manobra que provoca o transiente. O tempo que demora o sistema em alcançar um novo equilíbrio hidráulico, depende das propriedades geométricas dos canais e das variações na demanda d'água.

Segundo ZIMBELMAN e BEDWORTH (1983), para se lograr um manejo eficiente dos canais de irrigação, é necessário que cada um dos elementos que constituem o sistema (sistemas de adução, armazenamento, transporte e distribuição d'água) funcionem de modo satisfatório.

Com a finalidade de melhorar a eficiência dos sistemas de distribuição d'água, dispõe-se de medidas estruturais e não-estruturais. Dentre as medidas estruturais podem ser citadas: a melhoria dos CI, a incorporação de sistemas de medição de níveis e de vazão, melhorar os meios de comunicação entre usuários da água e operadores da rede; calibração das estruturas de controle e de regularização de níveis e de vazão, o controle dos volumes d'água que são derivados nas tomadas laterais dos usuários, treinamento das pessoas responsáveis pela operação e manutenção dos canais, como também uma possível automatização total ou parcial do sistema. Uma das medidas não-estruturais de maior impacto, ultimamente, é a incorporação da informática como ferramenta de projeto, operação e planejamento dos

CI (A.S.C.E., 1993), possibilitando o controle da operação em tempo real.

## 1.2 CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO EM REDES DE CANAIS DE IRRIGAÇÃO

Os fenômenos que de uma ou outra maneira estão vinculados à área dos recursos hídricos são de natureza não-permanente, onde as variáveis que dependem do escoamento (ex. níveis e vazão) possuem seus valores alterados no tempo, esta alteração pode ser lenta (ex. oscilações de maré, efeitos de remanso) ou rápidas (ex. ressalto hidráulico, rompimento de barragens).

A água pode escoar num conduto aberto (canal aberto) ou fechado (tubo). Sua diferença é que no primeiro caso, a superfície livre está sob influência direta da pressão atmosférica; enquanto que no segundo caso tal superfície livre não existe e o escoamento está diretamente afetado pela pressão hidrostática.

O escoamento a superfície livre pode ser permanente, não-permanente e pulsatório ou oscilatório. Quando as variáveis que representam o escoamento permanecem constantes no tempo, diz-se escoamento permanente, entretanto qualquer variação das condições de contorno externas em pontos extremos do sistema (ex. variações da demanda d'água nas admissões laterais), produzem alterações temporais no escoamento, também a presença e/ou operação de estruturas hidráulicas de controle e de regularização do fluxo (ex. início ou saída de funcionamento de estações de recalque e/ou manobras de comportas), geralmente, geram forças inerciais que produzem variações de importância na vazão como nos níveis, ocasionando o tipo de fluxo denominado escoamento não-permanente ou transitório. O terceiro tipo de escoamento é denominado pulsatório ou oscilatório-permanente, o qual ocorre quando determinadas condições do escoamento são repetidas identicamente a cada determinados intervalos de tempo, este é denominado período da oscilação), pode ser provocado, por exemplo, por falhas operacionais em equipamentos hidromecânicos (comportas) e/ou a operação de máquinas hidráulicas (turbinas), entre outros.

Para lograr um eficiente manejo dos CI, é necessário contar com elementos adequados que permitam representar seu funcionamento hidráulico, um desses elementos é a modelação matemática. Os modelos matemáticos disponíveis para simular o funcionamento de redes de CI, variam desde os mais simples até os mais

complexos, dependendo de quais sejam os objetivos perseguidos no estudo, dos dados disponíveis e da precisão desejada nos resultados (ROSAURO, 1979). Quando na rede de CI existem estruturas hidráulicas, como por exemplo, comportas, estações de recalque e vertedouros longitudinais, nos quais, em sua operação e funcionamento geram-se efeitos inerciais de importância que não podem ser ignorados, já que no escoamento sob, dentro e sobre essas estruturas, as forças inerciais predominam sobre as forças de fricção (CHEVEREAU e GAUTHIER, 1976). Sendo assim, os modelos matemáticos que melhor representam os processos físicos envolvidos no escoamento em canais de irrigação, são os *Modelos Hidrodinâmicos*.

### 1.3 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de algoritmos matemáticos que permitam representar o escoamento não-permanente a superfície livre em redes de canais de irrigação, provocado por manobras<sup>1</sup> nas estruturas que controlam e regularizam o escoamento dentro dos CI.

Na metodologia desenvolvida, é levado em conta procedimentos computacionais que permitam considerar situações hidráulicas particulares (originadas em bruscas manobras de estruturas hidráulicas) que são fontes potenciais de instabilidade numérica .

O modelo HICAIR (Hidrodinâmica de Canais de Irrigação), é o resultado da formulação matemática proposta neste estudo. Este modelo está baseado nas equações completas de Saint-Venant e pode simular o escoamento através de condições de contorno internas (CCI), tais como: transição de canais, vertedouros longitudinais, e orifícios (onde estão incluídas comportas de operação manual, comportas acionadas por sensores localizados a distância, comportas automáticas de regulação a montante -AMIL-, de regulação a jusante -AVIS e AVIO-, e orifícios de abertura fixa).

Será apresentado um algoritmo de operação de comportas telecomandadas baseado

---

<sup>1</sup> entendendo por manobras, a qualquer ação que provoca alterações na condição de regime permanente inicial. Estas manobras podem ser aplicadas em pontos extremos da rede - denominados desde aqui em adiante como Condições de Contorno Externas (CCE) - ou, por manobras em pontos interiores da rede - operação de estruturas hidráulicas de controle de níveis e de regularização de vazão.

no conceito do nível controlado.

De acordo com os objetivos perseguidos, este modelo poderá ser utilizado como ferramenta de:

- verificação do funcionamento da rede com dados de projeto;
- avaliação, testando o funcionamento do sistema, operando o mesmo em condições de funcionamento normais e/ou em condições de emergência, com manobras externas conhecidas ou aleatórias;
- projeto, sendo um elemento de auxílio na análise de possíveis alterações, ampliações e/ou automatização de sistemas já existentes, ou no projeto de novas redes;
- análise, da estabilidade do sistema, sendo consideradas comportas de diferentes tipos e localizadas em diferentes posições;
- operação, definir as regras operacionais adequadas nas estruturas hidráulicas;
- determinação das condições iniciais; e
- ferramenta de ajuda no melhoramento da gestão do sistema.

## CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 DESCRIÇÃO DO ESCOAMENTO EM CANAIS DE IRRIGAÇÃO

O fluxo que circula dentro dos CI pode ser caracterizado como *quase* controlado, ou seja são conhecidos os volumes ingressantes ao sistema, determinados em função de diversos fatores (vide item 1.1), bem como os volumes que são retirados pelos usuários através das tomadas laterais, o qual depende das necessidades de irrigação e deve ser considerado na escolha do esquema de distribuição da água.

O escoamento dentro dos CI varia com o período de irrigação. Fora da temporada de irrigação, a tarefa predominante é a manutenção dos canais e das estruturas hidráulicas, sendo mantida em circulação uma vazão mínima para evitar a deterioração dos contornos dos canais; as estruturas hidráulicas permanecem fora de operação. Na época de irrigação, o funcionamento do sistema é total ("*full*"), circulando dentro dos canais volumes de água determinados em função da demanda diária de irrigação.

Numa rede de CI o fluxo que escoar ao longo de extensos trechos é unidimensional, gradualmente variado e não-permanente. Esses trechos estão separados por transições e/ou condições de contorno internas (CCI) de pequena extensão, onde ocorrem combinações de fluxos subcrítico-crítico-supercrítico. Alguns exemplos onde ocorrem essas combinações de fluxo é no escoamento através de estações de recalque, vertedouros longitudinais e sob comportas, entre outros (STRELKOFF e FALVEY, 1993).

### 2.2 CARACTERÍSTICAS DA SIMULAÇÃO MATEMÁTICA DE CANAIS DE IRRIGAÇÃO

Uma comparação entre as principais características físicas dos canais fluviais e os de irrigação podem ser resumidas do seguinte modo:

- forma e dimensões dos canais: os CI, geralmente, são de seção regular, as dimensões das seções transversais assim como a extensão dos mesmos, normalmente, são menores que as dos canais fluviais;
- rugosidade: nos CI (quando são revestidos), a rugosidade varia com a altura

d'água dentro do canal, mas pode ser considerada constante no espaço (no sentido longitudinal e transversal do escoamento) e no tempo; entretanto, para os não-revestidos como os canais fluviais, a rugosidade varia no espaço (nas três dimensões), no tempo (variação sazonal); e

- quantidade e dimensões das estruturas hidráulicas: nos canais fluviais, a quantidade de estruturas hidráulicas de controle de níveis e de regularização de vazão é menor que as existentes nos CI; no entanto, elas são de dimensões maiores.

Com relação à modelação matemática do escoamento de canais fluviais e de irrigação há similaridades em vários aspectos, tais como:

- o escoamento é não-permanente, gradualmente variado e unidimensional, podendo ser representado através das **ESV** nas versões linear ou não-linear;
- as **ESV** podem ser discretizadas mediante os métodos de diferenças finitas (**MDF**), método das linhas características (**MLC**) e o método de elementos finitos (**MEF**); e
- os métodos numéricos empregados no item anterior, podem ser discretizados mediante formulação explícita ou implícita (**MDF**), no caso do **MLC** pode ser utilizado o método da malha retangular ou o método da malha característica, podendo ter cada uma delas formulação implícita ou explícita.

A hidráulica do escoamento nos canais de irrigação apresenta particularidades próprias de simulação que não são achados na simulação de canais fluviais. Dentre estas, cita-se:

a - profundidades nulas: freqüentemente encontradas no enchimento e esvaziamento de canais, onde as características do escoamento são predominantemente bidimensionais; em conseqüência a hipótese de distribuição hidrostática de pressões não é válida. De acordo com HOLLY e MERKLEY (1993), sob estas circunstâncias algumas das formas alternativas de representar a frente de avanço ou retrocesso da onda são: utilizar uma condição de contorno especial, geralmente, uma relação empírica ou adaptar procedimentos computacionais empregados na modelação de métodos de irrigação superficial (irrigação por sulcos ou faixas); outro critério é sugerido por CUNGE e MAZAUDOU (1984), que aconselham a utilização de valores artificiais de profundidade e de vazão que sejam compatíveis com os da estação seca (de alguns poucos centímetros e litros por segundo).

b - regimes mistos: o escoamento nos CI é subcrítico, embora possa existir na rede

pontos localizados de fluxo supercrítico. Este tipo de fluxo, geralmente, está acompanhado de ressalto hidráulico a jusante ou por uma queda livre provocada por uma descontinuidade abrupta no fundo do canal (HOLLY e MERKLEY, 1993). Do ponto de vista computacional uma queda livre pode ser considerada mediante uma curva-chave, já que o escoamento localizado a jusante da descontinuidade do fundo não está influenciado pelas características do fluxo de montante (HOLLY e MERKLEY, 1993). O fluxo misto (subcrítico-supercrítico) quando provocado por um ressalto hidráulico, necessita de um tratamento mais complexo (CUNGE et alii, 1980), pois nele há uma descontinuidade na linha d'água e uma grande quantidade de energia é perdida por turbulência no ressalto (PASINATO, 1991). O ressalto hidráulico pode ser estacionário (pela presença de estruturas de estabilização) ou móvel (desloca-se nas direções de montante e jusante). Computacionalmente não existem maiores inconvenientes na determinação do valor dos níveis d'água conjugados (HENDERSON, 1966; FRENCH, 1985), porém quanto à localização há algumas dificuldades. Se o ressalto é estacionário o tratamento computacional é similar ao da presença de comportas, bombas ou outra condição de contorno interna (CCI); quando é móvel, pode-se considerar a localização como uma transição geométrica dentro do canal (HOLLY e MERKLEY, 1993).

c - reversão do fluxo: quando são analisados trechos de canais sem estruturas hidráulicas intermediárias este efeito é levado em consideração pelos termos de pressão e fricção nas ESV. Quando existem estruturas intermediárias, uma rápida operação de comportas ou uma variação brusca na demanda lateral de água para irrigação, podem provocar uma reversão local e temporária do escoamento (ondas positivas que se deslocam para montante). Portanto, é imprescindível que exista uma adequada programação computacional que relacione a direção do escoamento e o sinal da descarga no modelo (HOLLY e MERKLEY, 1993).

d - escoamentos sob comportas: geralmente é tratado como fluxo através de orifícios. O regime de escoamento pode ser livre ou afogado, determinado em função das características físicas da comporta e das profundidades de montante e de jusante da mesma. Dependendo da formulação utilizada, pode existir uma descontinuidade abrupta na descarga quando o fluxo muda de livre a submerso e o inverso, ocasionando instabilidade numérica no modelo (HOLLY e MERKLEY, 1993). Se a comporta abre acima do nível da superfície d'água ela não funciona mais como orifício e sim como uma transição na seção do escoamento.

## 2.3 TIPOS DE MODELOS

A agricultura não é estática, ela muda com o passar dos anos em função da melhoria genética das culturas, do tratamento e manejo dos solos; da evolução nos sistemas de adução, condução e distribuição d'água; do método de irrigação empregado e de sua eficiência. Sendo assim, na elaboração de projetos de canais de irrigação deve-se considerar o fator *tempo*. BURT e PLUSQUELLEC (1990), descrevem cronologicamente a "vida" dos CI:

- a - o projeto das dimensões e as formas dos canais de irrigação assim como os tipos de estruturas hidráulicas necessárias, são determinadas *instantaneamente* no tempo;
- b - a construção dos CI é finalizada entre os 5 e 10 anos seguintes à realização do projeto;
- c - geralmente, são operados entre 50 e 100 anos.

Em função da etapa do projeto, dos objetivos perseguidos e da disponibilidade de dados, nos canais de irrigação podem ser aplicados os seguintes modelos:

- modelos de projeto;
- modelos de simulação ou verificação; e
- modelos de planejamento ou de operação.

### 2.3.1 Modelos de Projeto

Os canais de irrigação são projetados de maneira que possam escoar em regime permanente e uniforme a máxima vazão de projeto, a qual depende de diversos fatores (vide item 1.1), os quais, juntamente, com fatores topológicos, permitiram determinar as características físicas do sistema; a forma como vai ser transportada a água (condutos abertos ou fechados); o tipo de fluxo (superfície livre ou sob pressão); as características dos canais (forma, dimensões e tipo de revestimento); e as estruturas hidráulicas (tipo, características e dimensões). Fatores que foram determinados assumindo hipóteses simplificadoras como escoamento permanente e uniforme na vazão máxima de projeto e, considerando que o fluxo se *distribua* segundo determinadas percentagens entre trechos (HOLLY et alii, 1981).

Os modelos de projetos, embora proporcionem um procedimento adequado e a um

custo razoável, não levam em consideração fenômenos físicos de importância que usualmente ocorrem nos canais de irrigação, por exemplo: a existência de efeitos de jusante, possibilidade de ocorrência de combinações de fluxos -subcrítico/supercrítico- (CUNGE e MAZAUDOU, 1984; VILLANUEVA, 1990), efeitos dinâmicos derivados da presença e operação de estruturas hidráulicas (comportas, vertedouros longitudinais e outros), existência de zonas com fluxo a superfície livre e sob pressão, efeitos de profundidades muito baixas, layout da rede (possibilidade de fluxo multidirecional) (HOLLY e MERKLEY, 1993), e no caso da rede estar parcialmente ou totalmente automatizada, as regras operacionais da mesma.

### 2.3.2 Modelos de Simulação

De acordo com LIU et alii (1992), os modelos de simulação permitem determinar os valores das variáveis dependentes do escoamento como por exemplo vazão e profundidade, no espaço e no tempo, quando são conhecidas: as dimensões físicas dos canais e das estruturas hidráulicas, os valores das condições de contorno externas do sistema e as regras operacionais das estruturas automáticas. Os modelos de escoamento em regime não-permanente são o único meio de verificação da economia e segurança dos modelos de projeto (CUNGE e MAZAUDOU, 1984; VILLANUEVA, 1990).

Dentre as vantagens destes modelos, cita-se que eles permitem considerar as limitações dos modelos de projeto e, portanto é possível realizar uma representação do sistema com um melhor embasamento físico. Os modelos de simulação podem ser utilizados com fins de verificação das hipóteses assumidas na elaboração do projeto original, neste caso são usados os dados originais, ou como modelo de avaliação, onde o sistema é simulado usando diferentes combinações de valores de entrada-saída e, regras operacionais das estruturas automáticas. Também sua utilização como ferramenta de projeto, onde são testadas diferentes alternativas de projeto do sistema (COLYER, 1976 apud VILLANUEVA, 1990). Outras aplicações citadas por RIJO (1990), são: (a) podem ser utilizados para desenvolver novos esquemas de regulação ou ajustar parâmetros de esquemas já prontos, aplicação esta que resulta mais econômica que recorrer ao uso de modelos físicos ou reduzidos; (b) permitem fazer análise de estabilidade hidráulica de métodos de regulação; (c) juntamente à experiência do operador da rede é uma ferramenta de ajuda no gerenciamento dos canais.

O desenvolvimento dos modelos de simulação em canais de irrigação caracterizou-se em duas épocas bem distintas; sendo de acordo com A.S.C.E. (1993) o ano de 1987 o marco de divisão. Até esse ano, os modelos desenvolvidos tinham por objetivo principal a simulação do escoamento através dos canais de irrigação, sendo, geralmente, adaptações de modelos fluviais existentes. A partir de 1987 os modelos novos ou os antigos, foram adaptados com o objetivo direcionado ao manejo de sistemas de distribuição d'água em canais de irrigação, incorporando algoritmos computacionais a fim de testar e verificar diferentes sistemas de controle de escoamentos.

Os primeiros modelos de simulação datam dos anos 70, podendo ser citados os trabalhos de: BAGNÉRÈS (1972) apud CUNGE et alii (1980), onde foram analisadas as vantagens do esquema de controle com regulador BIVAL<sup>2</sup> sobre o sistema com regulação por jusante; SOGREAH apud CUNGE e WOOLHISER (1975), simulou o escoamento a superfície e sob pressão para ser utilizado com fins de projeto no Canal de Provence (França); o modelo desenvolvido por BOLSHAKOV e KLESHCHEVNIKOVA (1976), analisaram o escoamento em canais de irrigação regulados por comportas automáticas e de operação manual, operando sob condições normais (previstas pelo projeto) e de emergência, definindo as condições ótimas de funcionamento que permitissem evitar as perdas d'água por vertimentos laterais. Todos estes trabalhos pioneiros utilizam as equações completas de Saint-Venant discretizadas mediante esquemas em diferenças finitas.

A característica comum dos trabalhos mais recentes é que estão baseados nas ESV, sendo resolvidas mediante: a) esquemas em diferenças finitas com formulação implícita: Modelo DWOPER modificado (HUSAIN et alii, 1988 e 1991) que utilizaram o esquema de 4 pontos de Amein (SWAIN e CHIN, 1990); b) o esquema de Preissmann: Modelo SIMCAR (RIJO, 1990), Modelo DUFLOW (CLEMMENS et alii, 1993), Modelo MODIS (SCHUURMANS, 1993), Modelo CARIMA (HOLLY e PARRISH III, 1993); c) esquema de Preissmann com formulação explícita (LIU et alii, 1992); e d) outros utilizam o método das linhas características como os modelos apresentados por MISRA et alii

---

<sup>2</sup> BIVAL é um sistema de controle do escoamento em canais desenvolvido pela SOGREAH. A comporta que está situada no extremo de montante do trecho que está sendo regulado é acionada em função dos níveis de água registrados nas seções localizadas nos extremos de montante e de jusante do mesmo, com o objetivo de manter uma profundidade previamente definida numa determinada seção, a qual, geralmente, está situada no ponto médio do trecho em análise (CUNGE e WOOLHISER, 1975; CUNGE et alii, 1980).

(1992), e o Modelo USM citado por ROGERS e MERKLEY (1993).

As CCI, comumente, descritas nestes modelos são: mudança da seção transversal, escoamento em orifícios, vertedouros longitudinais e, estações de recalque entre outras. Sendo que, unicamente, nos modelos DWOPER modificado (HUSAIN et alii, 1988); SIMCAR (RIJO, 1990) e MODIS (SCHUURMANS, 1993) unicamente é mencionado o tratamento do escoamento livre através de orifícios e vertedouros longitudinais. O modelo MODIS (SCHUURMANS, 1993) permite simular o avanço da lâmina d'água sobre o fundo seco; sendo incorporado os esquemas de controle de reguladores PID, CARDD, EL-FLOW, além dos esquemas de regulação por montante e por jusante, permitindo efetuar a operação do sistema em tempo real. O modelo CARIMA (HOLLY e PARRISH III, 1993) simula a reversão do escoamento através de distintas CCI, e o funcionamento de reguladores do tipo BIVAL.

### 2.3.3 Modelos de Operação

Os modelos de operação, embora na sua conformação utilizem modelos de simulação apresentam um objetivo diferente, já que são utilizados para definir as regras operacionais das estruturas de regulação (sejam estas de operação manual ou acionadas por dispositivos telecomandados), de maneira que possam ser atingidos valores preestabelecidos de níveis e vazão em determinadas posições da rede. Essas regras operacionais são estabelecidas via computador em função dos valores das variáveis dependentes do escoamento em determinados pontos situados no interior do trecho regulado.

Sob este conceito estão as técnicas conhecidas como "*Gate Stroking*" desenvolvida por WYLIE (1969) (WYLIE e STREETER, 1978) e aplicado pela primeira vez por FALVEY e LUNING (1979), apud ZIMBELMAN e BEDWORTH (1983), onde é determinada a lei de manobra de reguladores num trecho simples de canal no qual são conhecidas as demandas d'água nas tomadas laterais dos usuários. Entretanto, BODLEY e WYLIE (1978) aplicaram o mesmo procedimento ao longo de vários trechos alinhados. Uma versão melhorada é denominada "*Gate Scheduling*" (MERKLEY et alii, 1990), a qual permitiu determinar o movimento ótimo das estruturas de controle com o objetivo de minimizar as flutuações de níveis e os desvios dos volumes derivados nas tomadas laterais. Algoritmos direcionados aos mesmos objetivos foram apresentados por ZIMBELMAN e BEDWORTH (1983); BALOGUN et alii (1988); REDDY (1990); CLEMMENS e

REPLOGLE (1987); CLEMMENS et alii (1990); REDDY et alii (1992); CLEMMENS (1992) e RODELLAR et alii (1993).

Com exceção do trabalho de RODELLAR et alii (1993), que utilizaram o método de Muskingum para propagação em canais, os outros usaram as ESV discretizadas mediante diferenças finitas (BALOGUN et alii, 1988; REDDY, 1990; REDDY et alii, 1992; HANCU e DAN, 1982), ou mediante o método das linhas características (WYLIE, 1969; WYLIE e STREETER, 1978; BODLEY e WYLIE, 1978).

Os métodos anteriormente descritos estão baseados no conceito do "*Controle de Nível Constante*", sendo este adequado quando todas as tomadas estão localizadas junto ao regulador de jusante. O outro conceito que existe é denominado "*Volume Controlado*" ou "*Armazenamento Constante*", sendo aplicado se as tomadas estão localizadas no meio do trecho regulado ou distribuídas ao longo dele, quando as taxas de vazão mudam rapidamente e de forma simultânea (REDDY et alii, 1992). Baseados neste conceito está o trabalho de DEWEY e MADSEN (1976), onde são definidos procedimentos operacionais (programas diários de operação de estações de recalque e aberturas de comportas) para controlar o escoamento e reduzir as condições de transientes no Aqueducto de Califórnia. Outro trabalho de características similares, mas incorporando um procedimento de otimização de funcionamento das estações de recalque e comportas, foi desenvolvido por YEH et alii (1980) para o Central Arizona Project nos Estados Unidos.

Os algoritmos para operação de reguladores em CI mediante automatismos localizados a distância mais difundidos<sup>3</sup> são: o BIVAL (CUNGE e WOOLHISER, 1975; CHEVEREAU e GAUTHIER, 1976); EL-FLOW (Electronic Filter Level Offset) desenvolvido pelo U.S.B.R. (BUYALSKI et alii, 1979 apud ZIMBELMAN e BEDWORTH, 1983); o método de ZIMBELMAN (ZIMBELMAN e BEDWORTH, 1983; BURT e PLUSQUELLEC, 1990); o algoritmo CARDD (Canal Automatization for Rapid Demand Deliveries) (BURT, 1983 apud BURT e PLUSQUELLEC, 1990); o método PID (Proporcional, Integral e Derivado) desenvolvido pela SOGREAH (CHEVEREAU e GAUTHIER, 1976; RIJO, 1990 e 1993); o DACL (Dual-Acting Controlled-Leak) (CASANGCAPAN e CHILCOTT, 1993a e 1993b); o COPI-BIVAL (versão melhorada do BIVAL) (HANCU e DAN, 1992).

---

<sup>3</sup> Para uma pesquisa em detalhe, pode-se consultar: CLEMMENS e REPLOGLE, 1989; BURT e PLUSQUELLEC, 1990; RIJO, 1990 e 1993.

Os métodos EL-FLOW e de ZIMBELMAN controlam o nível d'água na seção localizada no extremo de jusante do trecho regulado com a finalidade de obter uma altura d'água desejável na mesma seção; a diferença entre os algoritmos é que no EL-FLOW a abertura do regulador é determinada mediante um procedimento do tipo *Proporcional e Integral*<sup>4</sup> (RIJO, 1990), e no de ZIMBELMAN, o comando de cada regulador depende da posição do nível d'água na seção situada no extremo de jusante do trecho em regulação, se está dentro ou fora da faixa de sensibilidade ao movimento da comporta, da taxa dessa variação e do seu sinal. O algoritmo CARDD é do tipo *Proporcional, Integral e Derivado*, possui como parâmetros de entrada os registros de níveis em 3 ou 5 seções situadas no interior do trecho regulado a fim de manter um nível de referência na seção localizada no extremo de jusante do trecho (BURT e PLUSQUELLEC, 1990; RIJO, 1990). O método BIVAL controla os níveis na seção situada nos extremos de montante e de jusante do trecho a fim de manter a altura d'água pretendida na seção do meio do trecho em consideração.

#### 2.4 FONTES DE INSTABILIDADE NA MODELAÇÃO MATEMÁTICA DE CANAIS DE IRRIGAÇÃO

As fontes de instabilidade nos modelos matemáticos de simulação de escoamento em canais de irrigação, podem ser de natureza numérica ou hidráulica. Ocorre instabilidade quando pequenos erros nas variáveis dependentes do escoamento são ampliados a cada intervalo de tempo (TUCCI, 1986; ABBOTT, 1979).

Para instabilidades de origem numérica o critério de análise é o método de Von Neumann, desenvolvido para tratamento de equações lineares. Nos métodos numéricos que utilizam formulação explícita, a condição de estabilidade é a verificação em cada intervalo de tempo da condição de Courant ( $Cr$ ), definida pela seguinte relação:

---

<sup>4</sup> De acordo com RIJO (1993), quando qualquer desvio no valor do parâmetro ou variável de regulação em relação a seu valor de referência, é respondido por: a) uma relação linear entre o valor da variável de regulação e a posição do regulador ou órgão de regulação, o algoritmo é denominado do "tipo proporcional"; b) uma relação que leva em consideração os valores observados nos ciclos de regulação anteriores ou integrando os desvios nesse instante, o algoritmo é denominado do "tipo integral"; c) quando é levado em conta a taxa de variação do desvio e o sinal do mesmo, o algoritmo é denominado do "tipo derivada".

$$Cr = (V + c) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} < 1$$

onde:

**Cr:** Coeficiente de Courant;

**V :** Velocidade do escoamento;

**c :** Celeridade de uma onda;

**Δt:** discretização temporal das equações;

**Δx:** discretização espacial das equações;

Os esquemas implícitos aplicados a equações lineares são teoricamente incondicionalmente estáveis, quando o parâmetro  $\theta$  (coeficiente de peso no tempo) é maior ou igual a 0,50. No entanto, na prática observa-se que condições iniciais inadequadas, a não-linearidade dos processos e a discretização inadequada podem produzir soluções fora da realidade.

As condições de natureza hidráulica, que podem levar a uma instabilidade de tipo numérica são:

- profundidades quase nulas, onde a função de conductância hidráulica apresenta bruscas variações;
- transição entre fluxo subcrítico e fluxo supercrítico (VILLANUEVA, 1990; HOLLY e MERKLEY, 1993);
- transição entre fluxo livre e fluxo sobre pressão (VILLANUEVA, 1990);
- transição entre regime de escoamento livre e afogado, em fluxos sob comportas e sobre vertedouros longitudinais (HOLLY e MERKLEY, 1993); e
- profundidades similares nos extremos de montante e de jusante, em comportas e vertedouros longitudinais (CUNGE et alii, 1980).

## 2.5 MÉTODOS DE DISTRIBUIÇÃO D'ÁGUA AOS IRRIGANTES

O método de distribuição d'água a serem adotado está diretamente vinculado a três parâmetros fundamentais (REPLOGLÉ, 1980; RIJO, 1990 e 1993):

- a) vazão a distribuir, "e qual quantidade";
- b) frequência das distribuições, "a cada quanto tempo"; e
- c) duração da distribuição "durante quanto tempo".

Segundo BERNARDO (1989) e RIJO (1993):

- (a+c) delimitam o volume a distribuir, calculado, geralmente, com base na quantidade d'água consumida pela cultura (ETR ou variação umidade do solo); e
- (b+c) estabelecem o calendário de toda a distribuição ao longo da campanha de irrigação, a qual pode ser determinada de diferentes maneiras, sendo que o principal parâmetro é o método de distribuição d'água escolhido no projeto.

Os dois extremos que existem na classificação dos métodos de distribuição da água são: métodos flexíveis (o mais característico é a entrega à demanda) e os métodos rígidos (o mais geral é a entrega por rotação), havendo em cada um deles diversas variantes.

As principais características dos métodos de distribuição d'água à demanda são:

- o irrigante dispõe da água a vontade (em taxas, duração e frequência); sua única limitante é a capacidade das tomadas;
- geralmente requer sistemas de grande capacidade, para que as pressões e níveis na rede não sejam afetadas; os custos de investimentos e operacionais são elevados (REDDY et alii, 1992);
- a comunicação entre usuários e operadores do sistema é mínima; e
- o sistema é completamente flexível quando analisado do ponto de vista dos usuários, mas é complexo do ponto de vista do operador, já que desconhece as demandas ou variações de vazão nas tomadas da rede (REDDY, 1990; REDDY et alii, 1992).

No método de distribuição d'água por turno (também denominado por rotação), as principais características são:

- geralmente, resultam em projetos de baixa eficiência de irrigação, acarretando inconvenientes com a drenagem agrícola, perdas de nutrientes do solo e desperdícios d'água;
- sistema de difícil controle;
- capacidade do sistema mínima, sendo os custos de investimentos e operacionais baixos; e
- provoca inconvenientes para o irrigante, devido ao desperdício d'água em

determinadas épocas e deficits em outras.

## 2.6 MÉTODOS DE REGULAÇÃO DO ESCOAMENTO EM CANAIS DE IRRIGAÇÃO

Os canais de irrigação são construídos com o objetivo principal de poder entregar aos irrigantes as quantidades de água necessárias para as culturas, quanto as taxas, duração e na frequência desejada (GICHUKI et alii, 1990). Quando as variáveis de estado do escoamento (vazão e níveis) diferem para mais ou menos do valor considerado como objetivo, os volumes derivados das tomadas laterais não serão os adequados, provocando o descontentamento do usuário. As causas de insatisfação por parte do usuário estão diretamente vinculados com: a) o método utilizado na operação do sistema; b) das condições climáticas atuais e das existentes no momento em que foram avaliados as necessidades da cultura; c) das condições de funcionamento e manutenção da rede e; d) das características hidráulicas do escoamento a superfície livre, entre outras.

Uma das maneiras de minimizar as flutuações nas variáveis do escoamento no tempo e no espaço, é mediante a incorporação de estruturas de regulação de níveis e vazão.

Os reguladores de vazão, geralmente, estão situados nos extremos da rede. Na captação a estrutura comumente encontrada é a comporta, podendo ser esta de operação manual ou acionada por dispositivos telecomandados. Nos extremos finais das redes, podem haver bombas centrífugas, módulos de derivação tipo Neyrpic, orifícios laterais, entre outros.

Por sua vez, os reguladores de níveis, podem estar localizados em seções interiores dos canais, cita-se como exemplo as comportas automáticas de regulação por montante e/ou jusante, vertedouros longitudinais de crista fixa ou variável, entre outros. Também, podem estar situados nas paredes laterais dos canais, mas nestes casos atuam como estruturas de segurança do sistema, podendo ser citados como exemplos os extravasores laterais e sifões.

De acordo com RIJO (1990 e 1993), os canais de irrigação podem ser controlados mediante dispositivos que estão localizados nos seus extremos, em vários pontos do seu comprimento ou mediante um controle centralizado com operação em tempo real.

Somente será explicado o primeiro<sup>5</sup> por ser de utilidade no desenvolvimento da metodologia.

Os dois métodos de controle de canais de irrigação por dispositivos automáticos localizados são o controle<sup>6</sup> por jusante e por montante.

### 2.6.1 Regulação por Montante

Conforme a figura 2.1, considerando-se um acréscimo na demanda d'água para irrigação nas tomadas B ( $T_B$ ) e C ( $T_C$ ) denominadas por  $\Delta Q_{TB}$  e  $\Delta Q_{TC}$  respectivamente, o aumento total na demanda ( $\Delta Q_T$ ) é transmitida ao regulador  $R_A$  que abre e envia uma onda positiva para jusante, a qual chega à tomada  $T_B$  após decorrido um tempo  $t_{AB} = \frac{L_{AB}}{c_{AB}}$ , sendo  $c_{AB}$  a celeridade da onda no trecho AB, e  $L_{AB}$  o comprimento do trecho. Quando esta onda alcança o regulador  $R_B$  provoca uma elevação do nível d'água e junto com ele se eleva o flutuador abrindo-se e, deixando passar para jusante uma vazão  $Q_B$  que atinge a tomada  $T_C$  após do intervalo de tempo  $t = t_{AB} + t_{BC} = t_{AB} + \frac{L_{BC}}{c_{BC}}$  (CUNGE e WOOLHISER, 1975).

Este tipo de regulação apresenta as seguintes características:

- não havendo um volume de reserva armazenado dentro do sistema, as distribuições das descargas devem ser previstas com antecedência;
- a distribuição das descargas é determinada em função dos volumes demandados pelos irrigantes;
- erros na determinação dos volumes demandados, podem ocasionar perdas de água ou insatisfação por parte dos usuários;
- possui a vantagem de que o nível máximo da borda do canal corresponde ao  $Q_{m\acute{a}x}$ , provocando uma economia na construção do mesmo. Quando no canal escoar a vazão máxima, a linha da superfície d'água é paralela ao fundo do canal; por sua vez, quando a vazão é nula a linha da superfície d'água é horizontal, mas está

<sup>5</sup> Uma descrição sucinta dos três métodos pode ser encontrada em RIJO (1990) e (1993) e/ou BURT e PLUSQUELLEC (1990).

<sup>6</sup> Denomina-se assim àqueles reguladores nos quais o mecanismo de regulação e/ou seu comando automático está localizado no mesmo local (RIJO, 1990).

localizada sob a linha d'água que corresponde a  $Q_{m\acute{a}x}$  (figura 2.3);

- são sistemas simples desde que não necessitem de dispositivos sofisticados de controle e trabalham automaticamente; e
- "é uma regulação de vazões e não uma regulação de níveis", já que todos os pontos de entrada e saída d'água da rede estão provistos de equipamentos de regulação e de medição de vazões (RIJO, 1993).

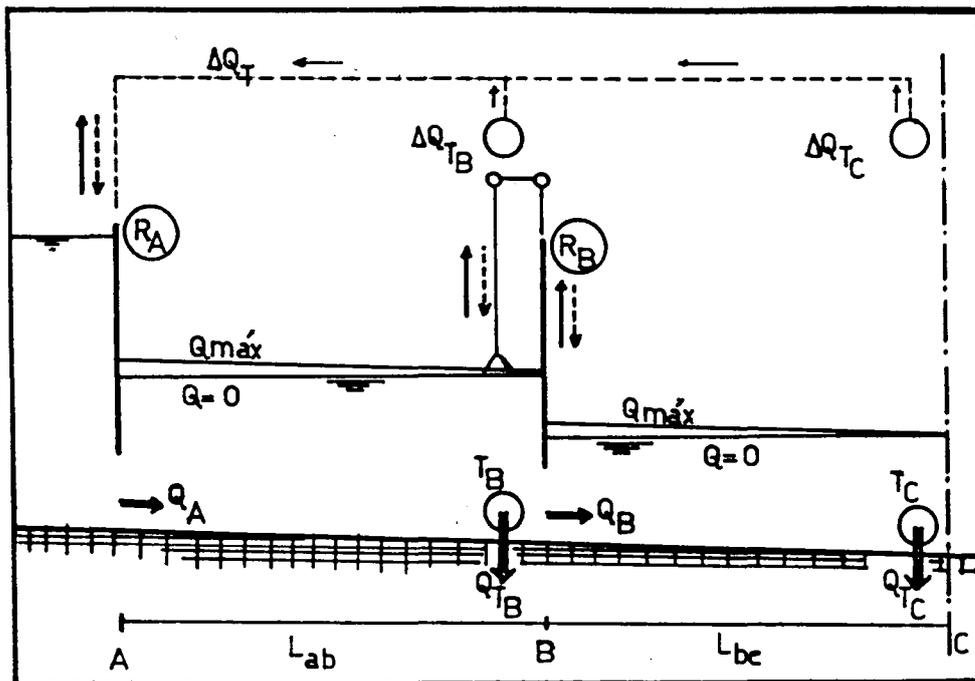


Figura 2.1 Sistema regulado por montante  
(Adaptado de CUNGE e WOOLHISER, 1975).

### 2.6.2 Regulação por Jusante

De acordo com a figura 2.2, e considerando inicialmente uma demanda lateral na tomada  $T_B$  nula ( $Q_{T_B}=0$ ), logo ocorre um aumento na demanda d'água para irrigação  $Q_{T_B}$  na tomada  $T_B$ , esta demanda é satisfeita imediatamente pelo volume de reserva (aa'b) (vide figura 2.2). No entanto é gerada uma onda negativa que se desloca para montante, chegando ao regulador situado na seção A  $R_A$  após um tempo  $t_{AB} = \frac{L_{AB}}{C_{AB}}$ . A diminuição do nível d'água fará com que o flutuador desça abrindo o regulador (CUNGE e WOOLHISER, 1975). Frequentemente existem várias oscilações da superfície

d'água até finalmente alcançar uma nova estabilização.

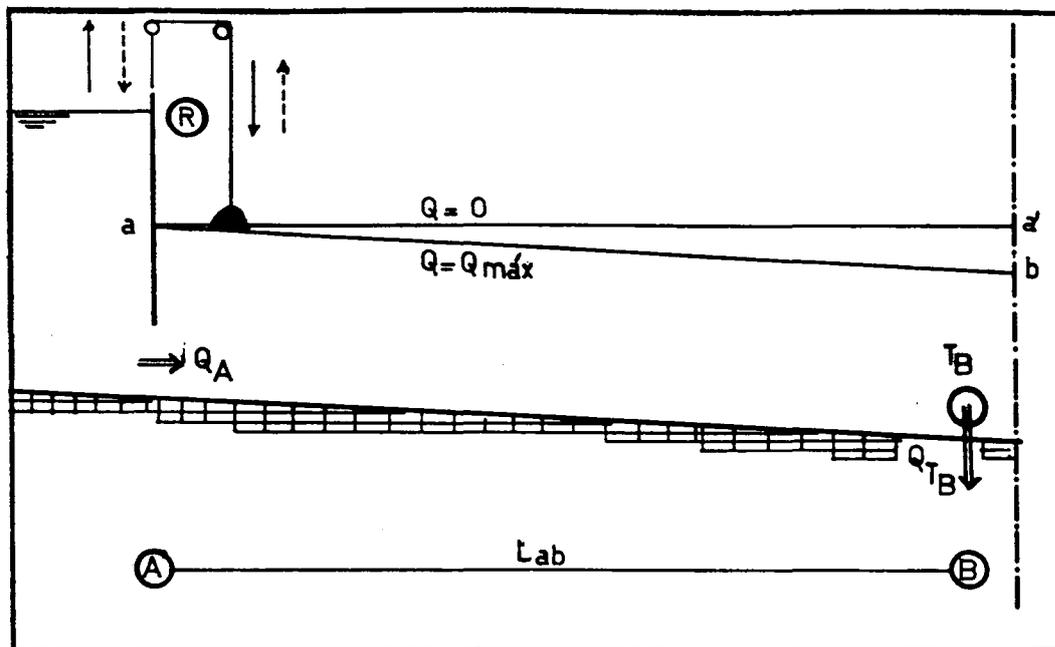


Figura 2.2 Sistema regulado por jusante.

(Adaptado de CUNGE e WOOLHISER, 1975).

Neste tipo de regularização, as principais características são:

- o volume (aa'b) da figura 2.2 é suficiente para suprir qualquer acréscimo na demanda d'água para irrigação, assim como para amortecer ondas provocadas por fechamento de comportas localizadas dentro do trecho ou, pela entrada ou saída de funcionamento de estações de recalque;
- são sistemas simples, desde que não precisem de dispositivo de controle sofisticados e trabalhem automaticamente;
- quando no canal escoar a vazão máxima, a linha d'água é paralela ao fundo do canal. Quando  $Q = 0$ , a linha d'água é horizontal estando sobre a linha de vazão máxima, servindo esta linha como referência para a determinação da cota da borda do canal figura 2.3; e
- esta última é a sua principal desvantagem, já que o volume de construção do canal é muito grande.

No esquema seguinte, é representado uma comparação dos perfis das linhas d'água nos sistemas regulados por montante e por jusante.

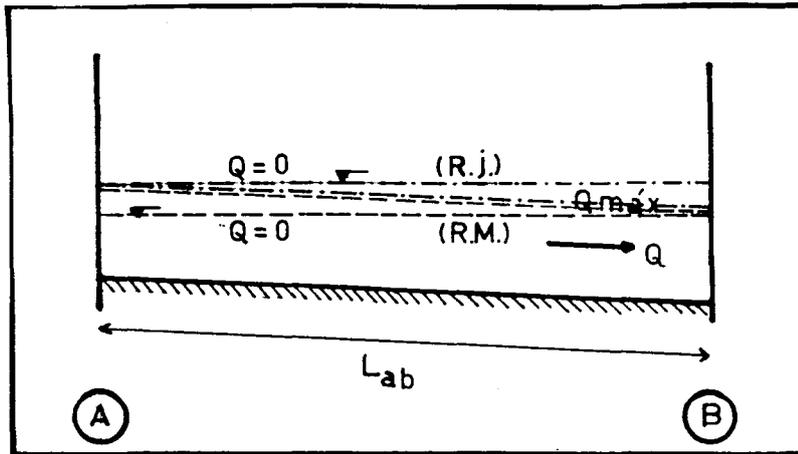


Figura 2.3 Comparação do perfil da linha d'água em trechos regulados por montante e por jusante.  
 R.M. Regulação por montante (-.-.-)  
 R.J. Regulação por jusante (-----)

## CAPÍTULO 3 METODOLOGIA

### 3.1 EQUAÇÕES BÁSICAS DO ESCOAMENTO NÃO-PERMANENTE EM CANAIS

#### 3.1.1 Introdução

O escoamento em rios e canais é não-permanente, gradualmente variado e considerado unidimensional. Adotando-se a densidade da água constante, este escoamento pode ser descrito por duas variáveis dependentes ( $Q$  ou  $V$ , e  $y$  ou  $h$ ), e por duas variáveis independentes ( $x$  e  $t$ ).

Dois variáveis dependentes são suficientes para descrever o escoamento, portanto são necessárias duas equações, uma que represente a conservação da massa (equação de continuidade) e outra que considere os efeitos dinâmicos do escoamento (equação dinâmica), podendo esta última estar baseada na conservação da quantidade de movimento (Q.M.) ou na conservação da energia (CUNGE et alii, 1980; RIJO, 1990). Sendo assim, duas combinações podem ser feitas:

- a.- Conservação da Massa - Conservação da Quantidade de Movimento; e
- b.- Conservação da Massa - Conservação da Energia.

ABBOTT (1979), demonstrou teoricamente a aplicabilidade das duas equações e CUNGE et alii (1980), as resumiu da seguinte maneira:

- quando existe uma descontinuidade nas variáveis que caracterizam o escoamento, somente pode ser utilizada a primeira formulação;
- quando existe continuidade nas variáveis do escoamento pode ser utilizada a formulação (a) ou (b), sendo seus resultados equivalentes.

#### 3.1.2 Hipóteses Básicas

A dedução das equações de Saint-Venant (ESV) pode ser feita seguindo vários procedimentos e segundo diferentes autores, por exemplo: LIGGETT (1975); ABBOTT (1979), mas todos estão baseados nas mesmas hipóteses básicas, que são as seguintes:

- escoamento unidimensional: as variáveis que caracterizam o escoamento são analisadas no sentido longitudinal do fluxo. Sendo consideradas desprezíveis as variações nas direções transversal e vertical;
- distribuição hidrostática de pressões: estas equações são aplicáveis unicamente na análise de escoamento gradualmente variado, onde as linhas de corrente são paralelas entre si e de pequena curvatura;
- líquido incompressível e homogêneo;
- as perdas de energia por atrito e turbulência que ocorrem no escoamento transitório podem ser considerados similares às que ocorrem no escoamento permanente. Sendo possível sua determinação através de qualquer fórmula de escoamento em regime permanente e uniforme (ex. Manning ou Chezy);
- distribuição uniforme de velocidades: os coeficientes de correção de fluxo de energia cinética  $\alpha'$  (ou coeficiente de Coriolis) e o coeficiente de correção da quantidade de movimento  $\beta'$  (ou coeficiente de Boussinesq) são igual a 1 (CHOW, 1982);
- declividade média do fundo do canal pequena: podendo-se assumir que  $\text{Sen}(\alpha) \cong \text{Tg}(\alpha)$  e  $\text{Cos}(\alpha) \cong 1$ , onde  $\alpha$  é o ângulo que o fundo do canal forma com a horizontal. Na prática, isto significa que  $\alpha < 10^\circ$  (declividade média do fundo do canal é de 0,18 m/m), sendo que nesta circunstância o erro introduzido é de 1,5%;
- as grandezas que caracterizam o escoamento são contínuas e diferenciáveis, permitindo que as ESV sejam desenvolvidas na forma diferencial (CUNGE et alii, 1980);
- canal de contornos rígidos; e
- a declividade da linha d'água na direção transversal do escoamento, é horizontal.

Já que a combinação *conservação da massa - conservação da quantidade de movimento* é aplicável a situações em que exista continuidade e descontinuidade das variáveis, a dedução das ESV estará baseada nesta combinação.

### 3.1.3 Equação de Continuidade

Aplicando o princípio da conservação da massa, o fluxo líquido que atravessa a superfície de controle ( $c_s$ ) deve ser igual à variação da massa dentro do volume de controle ( $c_v$ ).

$$\underbrace{\left[ \frac{\partial}{\partial t} (\rho \cdot A \cdot dx) \right]}_{\text{variação da massa no trecho}} + \underbrace{\left[ -\rho \cdot (Q) + \rho \cdot \left( Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx \right) \right]}_{\text{fluxo líquido de entrada-saída}} = 0 \quad (3.1)$$

Assumindo que as variáveis da equação (3.1) são contínuas e diferenciáveis, pode-se chegar à equação de continuidade:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{T} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

podendo ser incorporado o termo  $q_1$  que representa uma descarga (ou uma recarga) lateral de massa por unidade de comprimento do canal. Esta recarga (ou descarga) lateral pode ser concentrada (por exemplo: devido à presença de uma tomada lateral de água para uma parcela de irrigação) ou distribuída<sup>7</sup> (pode-se citar como exemplo, a existência de um fluxo contínuo ao longo das paredes do canal por infiltração ou recarga desde o aquífero).

Assim, a última equação é reformulada da seguinte maneira:

$$\boxed{\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{T} \frac{\partial Q}{\partial x} = q_1} \quad (3.2)$$

onde, Q: vazão; A: área da seção transversal ao escoamento; y: cota da superfície de água; T: largura do canal; x: espaço; t: tempo; e  $q_1$ : vazão lateral por unidade de comprimento do canal  $\left( \begin{array}{l} \langle + \rangle \text{ recargas} \\ \langle - \rangle \text{ perdas} \end{array} \right)$

<sup>7</sup> Neste trabalho, as perdas ou ganhos de volume de massa distribuídos foram considerados desprezíveis.

### 3.1.4 Equação Dinâmica<sup>8</sup>

Aplicando no mesmo volume de controle a 2ª lei de Newton e considerando que as forças externas mais importantes que nele atuam são as forças gravitacionais, forças de fricção e forças de pressão (CUNGE et alii, 1980), sendo estas duas últimas denominadas forças de superfície (MAGALHÃES, 1989).

#### 1.- Força da gravidade: ( $F_g$ )

É a força gravitacional exercida pelo peso da água contida dentro do volume de controle,

$$F_g = \rho \cdot g \cdot A \cdot dx \cdot S_o \quad (3.3)$$

onde:

- $\rho$  : densidade d'água;
- $S_o$  : declividade do fundo do canal; e
- $g$  : aceleração da gravidade.

#### 2.- Força de fricção: ( $F_f$ )

É a resistência exercida sobre o escoamento pelo contorno do canal, ela é expressa por

$$F_f = -\rho \cdot g \cdot A \cdot S_f \cdot dx \quad (3.4)$$

O termo  $S_f$  pode ser determinado a partir da equação de Manning, sendo definido pela seguinte expressão:

$$S_f = \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \quad K = \frac{A \cdot R^{2/3}}{n}$$

onde,  $K$ : condutância hidráulica;  $R$ : raio hidráulico;  $n$ : rugosidade de Manning e,  $S_f$ : declividade da linha de energia.

#### 3.- Força de pressão: ( $F_p$ )

É a resultante das forças hidrostáticas atuantes sobre a superfície de

---

<sup>8</sup> Para uma dedução em detalhe pode-se consultar: LIGGETT (1975); CHOW et alii (1988).

controle,

$$F_p = -\rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \cdot dx \quad (3.5)$$

sendo que  $h$  é a profundidade do escoamento.

Assumindo que as variáveis são contínuas e diferenciáveis, chega-se a

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + g \cdot A \cdot (S_f - S_o) = 0 \quad (3.6)$$

considerando-se que:

$$h = y - Z_o$$

onde:

$h$  : é a profundidade do escoamento, e  
 $Z_o$ : cota do fundo do canal.

Substituindo-se esta expressão na equação (3.6), têm-se:

$$\boxed{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0} \quad (3.7)$$

A equação (3.7) é denominada equação dinâmica do escoamento gradualmente variado em canais abertos. Embora tenha sido deduzida levando em consideração as quantidades de movimento provocados pelas forças atuantes sobre o volume de controle, raramente a quantidade de movimento é conservada (CUNGE et alii, 1980; VILLANUEVA, 1990), por esta razão é mais correto denominá-la equação dinâmica e não equação da conservação da Q.M..

As equações (3.2) e (3.7) são as equações de Saint-Venant (ESV) (De Saint-Venant, 1870 e 1871) escritas na forma diferencial, sendo esta a formulação utilizada no modelo.

### 3.1.5 Métodos Numéricos

As **ESV** (3.2) e (3.7) formam um sistema de equações diferenciais em derivadas parciais, não-lineares do tipo hiperbólico (LIGGETT, 1975). Seu tratamento matemático apresenta algumas dificuldades devido à não-linearidade das mesmas e porque equações deste tipo não podem ser integradas na forma analítica, com exceção de condições muito simplificadas (YEVJEVICH, 1975; ROSAURO, 1979).

As técnicas numéricas mais freqüentes para solucionar este tipo de equações são o *Método de Diferenças Finitas (MDF)*, o *Método das Linhas Características (MLC<sup>9</sup>)* e, o *Método de Elementos Finitos (MEF)*; sendo as duas primeiras as mais utilizadas na modelação matemática de escoamentos a superfície livre.

## 3.2 SOLUÇÃO NUMÉRICA DAS EQUAÇÕES

### 3.2.1 Esquema em Diferenças Finitas

A discretização numérica das equações é através do esquema implícito de 4 pontos de PREISSMANN (1961), desenvolvido na **SOGREAH**. Este apresenta as seguintes características:

- é implícito; é incondicionalmente estável quando é utilizada a versão linear ( $0,50 \leq \theta \leq 1,00$ ); sob esta condição, o número de Courant não afeta a estabilidade, mas sim sua precisão; quando  $\theta < 0,50$ ; pode ser instável;
- permite o cálculo das duas variáveis dependentes do escoamento numa mesma seção; e
- o esquema resulta numa aproximação de 1º ordem, independentemente do valor de  $\theta$  utilizado; quando  $\theta = 0,50$  o esquema possui uma aproximação de 2º ordem;

No esquema da figura 3.1, pode-se observar um canal genérico e a discretização típica dos esquemas de 4 pontos. Considerando que a função  $f(x,t)$  representa qualquer variável dependente do escoamento, o esquema de Preissmann calcula as derivadas no ponto meio do intervalo de discretização espacial (considerando  $\psi = 0,50$ ). A função  $f(x,t)$  e as derivadas parciais são expressadas da seguinte maneira:

---

<sup>9</sup> Pode-se consultar: ABBOTT (1975 e 1979).

$$f(x,t) = \frac{\theta}{2} \cdot \left( f_{j+1}^{t+1} + f_j^{t+1} \right) + \frac{(1-\theta)}{2} \cdot \left( f_{j+1}^t + f_j^t \right) \quad (3.8)$$

$$\frac{\partial f(x,t)}{\partial x} = \frac{\theta}{\Delta x} \cdot \left( f_{j+1}^{t+1} - f_j^{t+1} \right) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} \cdot \left( f_{j+1}^t - f_j^t \right) \quad (3.9)$$

$$\frac{\partial f(x,t)}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} \cdot \left( f_{j+1}^{t+1} - f_{j+1}^t + f_j^{t+1} - f_j^t \right) \quad (3.10)$$

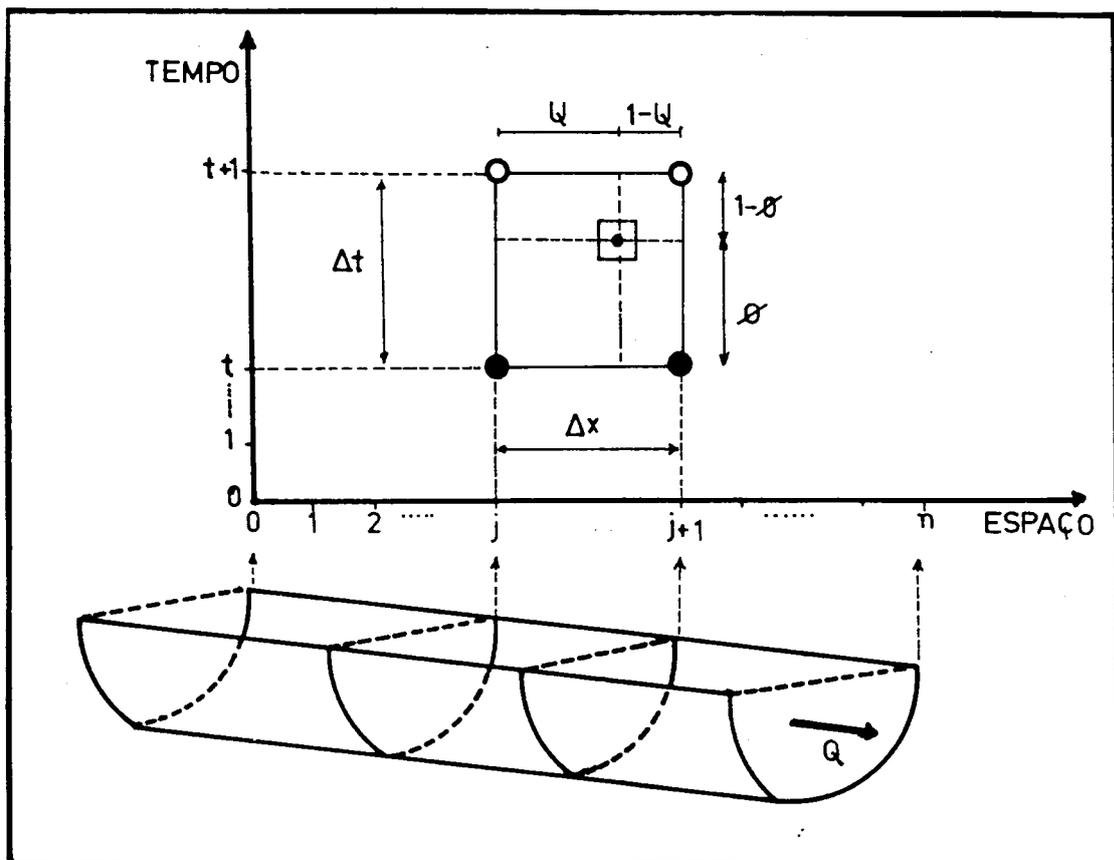


Figura 3.1 Discretização do canal - Esquema implícito de 4 pontos.

$\theta$  Coeficiente de peso no tempo, ( $0 \leq \theta \leq 1$ );

$\psi$  Coeficiente de peso no espaço, ( $0 \leq \psi \leq 1$ );

a aceleração convectiva da equação (3.7) pode ser escrita como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \cdot \left( \frac{Q^2}{A} \right) = \frac{2 \cdot Q}{A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{A^2} \cdot \frac{\partial A}{\partial x}$$

sendo  $\frac{Q^2}{A^2}$  discretizado da seguinte maneira (CUNGE et alii, 1980)

$$\frac{Q^2}{A^2} = \frac{\theta}{4} \left[ \left( \frac{Q}{A} \right)_{J+1}^{t+1} - \left( \frac{Q}{A} \right)_J^{t+1} \right]^2 + \frac{(1-\theta)}{4} \left[ \left( \frac{Q}{A} \right)_{J+1}^t - \left( \frac{Q}{A} \right)_J^t \right]^2 \quad (3.11)$$

### 3.2.2 Algoritmo Iterativo

As ESV e aquelas que permitem representar ao escoamento através das diferentes CCI desenvolvidas neste trabalho, foram discretizadas levando em conta a possível necessidade de ter-se que recorrer à utilização de métodos iterativos para solucionar inconvenientes numéricos. Esta técnica é utilizada pelos sistemas **CAREDas** (escoamento em redes de drenagem urbana) e **CARIMA** (escoamento em rios e canais), desenvolvidos pela **SOGREAH** (CUNGE et alii, 1980; HOLLY et alii, 1981).

De acordo com HOLLY et alii (1981), uma técnica não-iterativa é adequada para simular a propagação de fluxos a superfície livre e em drenagem urbana, em quase todas as condições; esse quase lida com dificuldades computacionais provocadas por condições hidráulicas, tais como<sup>10</sup>:

- existência de fluxos mistos: superfície livre-pressurizados, simulados em intervalos de tempos grandes;
- pequenas profundidades, comumente achadas no enchimento de canais, ou quando os mesmos ficam secos devido a manobras de fechamento de comportas. Os inconvenientes neste caso são provocados pelas grandes mudanças da função de condutância hidráulica;
- escoamento sobre vertedouros longitudinais, quando o nível de montante do mesmo é menor do que o da crista; e
- entrada e saída de funcionamento de estações de bombeamento.

O esforço algébrico realizado no desenvolvimento de uma técnica computacional baseada num procedimento iterativo não difere em muito do não-iterativo, com a

---

<sup>10</sup> O tratamento computacional destas situações hidráulicas não têm sido incorporado neste trabalho de dissertação (vide capítulo Recomendações).

vantagens de poder solucionar os inconvenientes anteriormente citados, embora os mesmos sejam de ocorrência limitada.

A ESV e algumas das que representam às CCI (i.e. vertedouros longitudinais e orifícios), são equações não-lineares devendo-se escolher para sua solução entre utilizar um procedimento iterativo ou proceder a sua linearização<sup>11</sup>.

O esquema de Preissmann atualiza as funções no tempo da seguinte maneira:

$$f^{t+1} = f^t + \Delta f \quad (3.11)$$

quando é introduzido o algoritmo iterativo, a equação (3.12) é reformulada da seguinte forma:

$$f^{t+1} = f^* + \Delta f \quad (3.12)$$

onde:

- $f^t$  : valor da função  $f$  no tempo "t";
- $f^*$  : valor estimado da função  $f^{t+1}$  na iteração anterior; e
- $f^{t+1}$  : valor estimado da função  $f^{t+1}$  na iteração atual.

As equações (3.12) e (3.13) permitem comparar o esquema de Preissmann com a primeira iteração do método de Newton-Raphson (PASINATO, 1991).

Assim, no início do intervalo de tempo num procedimento não-iterativo (ou 1ª iteração de um procedimento iterativo), têm-se:

$$f^t = f^*$$

nas seguintes iterações, os valores de  $\Delta y$  e  $\Delta Q$  são correções dos  $y^*$  e  $Q^*$  obtidos na iteração anterior. O sistema será convergente desde que  $\Delta y$  e  $\Delta Q$  tendam a zero.

Substituindo as equações (3.8), (3.9) e (3.10) em (3.2) e (3.7), respectivamente, e considerando a equação (3.13), chega-se as equações que possuem

---

<sup>11</sup> neste trabalho, foi escolhida a linearização, sendo que a opção iterativa é para os fins de corrigir eventuais problemas numéricos.

como incógnitas  $\Delta A$ ,  $\Delta T$  e  $\Delta K$ , as quais são linearizadas mediante desenvolvimento em série de Taylor, onde são considerados somente os termos de 1º ordem e expressando-as em função da iteração anterior, temos:

$$\Delta A_j \cong \frac{\partial A_j}{\partial y (y=y^*)} \cdot \Delta y_j = \frac{\partial A}{\partial y_j} \cdot \Delta y_j \quad (3.14)$$

$$\Delta T_j \cong \frac{\partial T_j}{\partial y (y=y^*)} \cdot \Delta y_j = \frac{\partial T}{\partial y_j} \cdot \Delta y_j \quad (3.15)$$

$$\Delta K_j \cong \frac{\partial K_j}{\partial y (y=y^*)} \cdot \Delta y_j = \frac{\partial K}{\partial y_j} \cdot \Delta y_j \quad (3.16)$$

Além disto, são consideradas as seguintes aproximações numéricas:

$$\left( \frac{1}{A_j + \Delta A_j} \right) \cong \frac{1}{A_j} \left( 1 - \frac{\Delta A_j}{A_j} \right) \quad (3.17)$$

$$\left( \frac{1}{A_j + \Delta A_j} \right)^2 \cong \frac{1}{A_j^2} \left( 1 - 2 \cdot \frac{\Delta A_j}{A_j} \right) \quad (3.18)$$

$$(Q_j + \Delta Q_j)^2 \cong Q_j^2 + 2Q_j \Delta Q_j \quad (3.19)$$

$$(Q_j + \Delta Q_j) \cdot |Q_j + \Delta Q_j| \cong Q_j \cdot |Q_j| + 2|Q_j| \Delta Q_j \quad (3.20)$$

$$(\Delta f)^2 \cong 0 \quad (3.21)$$

$$(\Delta f \cdot \Delta g) \cong 0 \quad (3.22)$$

O termo  $\left( \frac{1}{T} \right)$  da equação (3.2) é não-linear, sendo linearizado mediante desenvolvimento em série de potências com uma aproximação da 1º ordem (LIGGETT e

CUNGE, 1975).

$$\frac{1}{T} \cong \frac{2}{R} \left[ 1 - \theta \cdot \frac{(\Delta T_{j+1} + \Delta T_j)}{R} \right] \quad (3.23)$$

onde:

$$R = \theta \cdot \left[ \left( \overset{*}{T}_{j+1} - \overset{*}{T}_j \right) - (T_{j+1} - T_j) \right] + (T_{j+1} + T_j)$$

finalmente, fatorizando as equações resultantes em função de  $\Delta y$  e  $\Delta Q$ , chega-se às seguintes equações recursivas:

$$A_j \cdot \Delta y_{j+1} + B_j \cdot \Delta Q_{j+1} + C_j \cdot \Delta y_j + D_j \cdot \Delta Q_j + G_j = 0 \quad (3.24)$$

$$A'_j \cdot \Delta y_{j+1} + B'_j \cdot \Delta Q_{j+1} + C'_j \cdot \Delta y_j + D'_j \cdot \Delta Q_j + G'_j = 0 \quad (3.25)$$

onde:

$A_j, B_j, C_j, D_j, G_j$ : coeficientes da equação de continuidade; e  
 $A'_j, B'_j, C'_j, D'_j, G'_j$ : coeficientes da equação dinâmica.

As expressões que representam estes coeficientes estão contidas no ANEXO 1.

### 3.3 Condições de Contorno Internas (CCI)

#### 3.3.1 Introdução

As **ESV** descritas no item (3.1) permitem representar o escoamento transitório em canais de extensão variável. Mas, quando são modelados sistemas de configuração complexa e ao longo de toda a sua extensão, com frequência têm-se zonas onde estas equações não podem ser aplicadas, porque neles ocorrem fenômenos hidráulicos (ex. o ressalto hidráulico) ou existem características geométricas que são incompatíveis com as hipóteses assumidas na dedução das **ESV**.

As zonas onde existe inaplicabilidade localizada das **ESV** são denominadas Condições de Contorno Internas (CCI) (VILLANUEVA, 1990).

Quanto à discretização espacial e temporal das CCI, o seu comprimento é menor que uma dezena de metros, sendo assim os efeitos da condição de transiente passam através delas num intervalo de tempo muito pequeno (RIJO, 1990); por esta razão na discretização das equações matemáticas que representam às CCI foi considerado o critério extraído de ABBOTT et alii (1982): "certos fenômenos hidráulicos ocorrem em distâncias tão pequenas que podem ser consideradas como se ocorressem em pontos discretos do sistema, sujeitos unicamente às exigências do algoritmo de conexão entre as seções vizinhas da CCI."

No tratamento matemático das CCI devem ser estabelecidas condições de compatibilidade representadas mediante as equações de continuidade (conservação da massa) e dinâmica (podendo estar baseada na conservação da energia ou na conservação da Q.M.).

As CCI consideradas neste trabalho de dissertação são as confluências e bifurcação de canais; transição de canais (mudança na seção transversal ao escoamento e mudança abrupta no perfis do fundo do canal), vertedouros longitudinais e orifícios.

### 3.3.2 Confluências

São consideradas como sendo os nós. A continuidade da massa é expressa de acordo com CUNGE et alii (1980), da seguinte maneira:

$$\sum_{i=1}^n Q_i^{(t+1)} = 0 \quad (3.26)$$

onde "i" representa o número de trechos que confluem num mesmo nó, o armazenamento no nó foi considerado desprezível.

Na equação dinâmica diferentes abordagens podem ser feitas, segundo CUNGE, (1975); CUNGE et alii (1980); RIJO (1990): a) igualdade de cotas (considerado que no nó as diferenças de velocidades e as perdas de energia por turbulência são desprezíveis), b) igualdade de níveis de energia (considerando desprezíveis as perdas de energia por turbulência na junção) e; c) igualdade de níveis de energia, mas levando em conta as perdas. Já que o escoamento nos canais de irrigação é

subcrítico, a velocidade média do fluxo é baixa e devido que as perdas de energia na junção dos canais é proporcional à diferença de velocidade ao quadrado, o erro introduzido ao optar-se somente pela igualdade de cotas pode ser desprezível, portanto foi adotada a seguinte expressão:

$$y_1^{t+1} = y_2^{t+1} = \dots = y_j^{t+1} = \dots = y_n^{t+1} \quad (3.27)$$

onde:

n: representa o número total de trechos na confluência.

### 3.3.3 Transição de Canais

São consideradas transições de canal qualquer mudança nas dimensões da seção do canal no sentido transversal do escoamento numa distância relativamente curta (CHOW, 1982). Assim, conforme a figura 3.2 as mesmas podem ser expansão ou contração lateral (figura 3.2.(A1) e 3.2.(A2)), expansão ou contração horizontal (figura 3.2.(B1) e 3.2.(B2)) e, expansão ou contração vertical (figura 3.2.(C1) e 3.2.(C2)). Neste tipo de CCI as perdas total de energia entre as seções (j;j+1) são devidas à ação conjunta da fricção do escoamento com os contornos do canal, aceleração do escoamento sobre a transição e a uma incompleta conversão de energia cinética em energia potencial (BOS, 1976; BOS et alii, 1984).

As equações a serem utilizadas são as seguintes:

- Equação de continuidade:

$$Q_j^{(t+1)} = Q_{j+1}^{(t+1)} \quad (3.28)$$

e, a equação da conservação da energia:

$$\left[ y + \frac{V^2}{2.g} \right]_{(j)}^{(t+1)} = \left[ y + \frac{V^2}{2.g} \right]_{(j+1)}^{(t+1)} + \left[ \Delta H_{j,j+1} \right]^{(t+1)} \quad (3.29)$$

onde  $\Delta H_{j;j+1}$  representa a queda de energia entre as seções (j;j+1). Este termo pode ser calculado conforme BOS (1976) e VILLANUEVA (1990), por:

$$\left[ \Delta H_{j;j+1} \right]^{(t+1)} = \left[ \frac{\zeta}{2 \cdot g} \cdot \left( V_j - V_{j+1} \right)^2 \right]^{(t+1)} \quad (3.30)$$

sendo:

$\zeta$ : coeficiente de perda de energia (adimensional), estando nele incluídas as diferentes formas de perdas de energia.

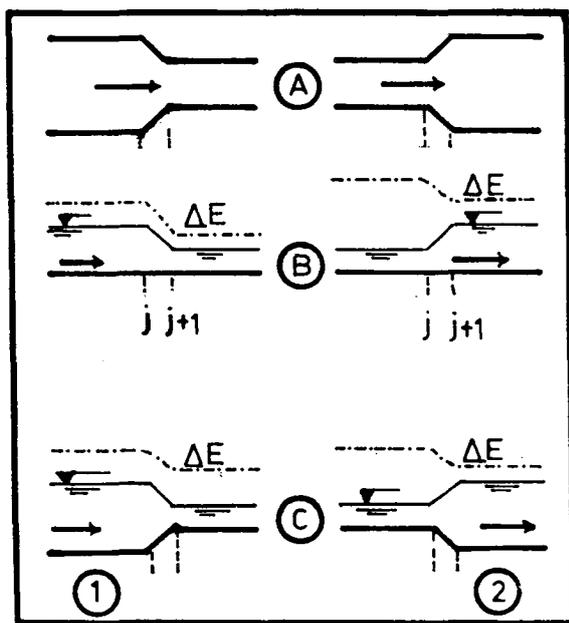


Figura 3.2 Transição de canais (Fonte: FRENCH, 1985).

- A1. Contração lateral;
- A2. Expansão lateral;
- B1. Contração horizontal;
- B2. Expansão horizontal;
- C1. Contração vertical; e
- C2. Expansão vertical.

Baseado na figura 3.2.(A1), observa-se que sob certas circunstâncias o escoamento (denominado positivo - por convenção de sinais do modelo) atravessa uma contração lateral da seção do canal, neste caso são utilizadas as equações (3.28) e (3.29), mas também pode suceder que a jusante exista uma estrutura hidráulica na qual é produzida uma brusca manobra que gera uma onda positiva que se desloca para montante causando com que o escoamento se propague no sentido inverso; embora as condições geométricas do canal sejam as mesmas, hidraulicamente existe uma expansão na seção (figura 3.2.(A2)), e as equações a serem utilizadas serão:

$$- Q_J^{(t+1)} = - Q_{J+1}^{(t+1)} \quad (3.31)$$

$$\left[ y + \frac{1}{2.g}.V^2 \right]_{(J)}^{(t+1)} + \left[ \Delta H_{J;J+1} \right]^{(t+1)} = \left[ y + \frac{1}{2.g}.V^2 \right]_{(J+1)}^{(t+1)} \quad (3.32)$$

levando em consideração estas duas alternativas, as equações (3.28), (3.29), (3.31) e (3.32) foram discretizadas seguindo o mesmo procedimento descrito no item (3.2) e expressas na forma das equações recursivas (3.24) e (3.25), podendo os seus coeficientes ser encontrados no ANEXO 2.

### 3.3.4 Vertedouros Longitudinais

Os vertedouros longitudinais estão dispostos no sentido transversal ao escoamento podendo sua crista ser de cota fixa ou variável; esta última é, geralmente, encontrada em canais de irrigação nos quais os volumes descarregados às parcelas dos usuários depende do nível d'água dentro dos mesmos.

O fluxo através de um vertedouro longitudinal pode ser livre ou afogado, sendo o critério para distingui-lo, de acordo com CUNGE e WOOLHISER (1975) e TUCCI (1986), o seguinte:

$$\times \quad \left( y_{jus} - y_w \right) \lesssim \frac{2}{3} \left( y_{mon} - y_w \right) \Rightarrow \text{fluxo livre} \quad (3.33)$$

$$\times \quad \left( y_{jus} - y_w \right) \gtrsim \frac{2}{3} \left( y_{mon} - y_w \right) \Rightarrow \text{fluxo afogado} \quad (3.34)$$

onde:

$y_{mon}$  : cota da seção localizada a montante do vertedouro;  
 $y_{jus}$  : cota da seção localizada a jusante do vertedouro; e  
 $y_w$  : cota da crista do vertedouro;

A equação de continuidade é

$$Q_J^{(t+1)} = Q_{J+1}^{(t+1)} \quad (3.35)$$

a equação dinâmica está baseada na conservação da quantidade de movimento. Esta

equação foi deduzida a partir do teorema do Bernoulli assumindo que a velocidade de aproximação do escoamento é pequena, a equação do fluxo sobre o vertedouro segundo TUCCI (1986) é:

$$Q_{wl} = \mu_{wl} \cdot \sqrt{2g} \cdot (y_{mon} - y_w)^{3/2} \quad \Rightarrow \text{Escoamento livre} \quad (3.36)$$

$$Q_{ws} = \mu_{ws} \cdot \sqrt{2g} \cdot (y_{jus} - y_w) \cdot (y_{mon} - y_{jus})^{1/2} \quad \Rightarrow \text{Escoamento afogado} \quad (3.37)$$

onde,  $\mu_{wl}$ : coeficiente de descarga em escoamento livre; e  $\mu_{ws}$ : coeficiente de descarga em escoamento afogado.

os coeficientes  $\mu_{wl}$  e  $\mu_{ws}$ , dependem do tipo de vertedouro, da sua largura de crista, devendo ser determinado experimentalmente.

As equações (3.36) e (3.37) são não-lineares, sendo linearizadas mediante desenvolvimento em série de Taylor. Considerando-se unicamente os termos de 1° ordem; expressando seu resultado na forma das equações (3.24) e (3.25), sendo que a formulação de cada um dos coeficientes encontra-se no ANEXO 3.

A expressão geral do escoamento através de vertedouros longitudinais (e sob orifícios) tem a seguinte forma:

$$Q^{(t+1)} \cong Q^{(t)} + \frac{\partial Q^{(t)}}{\partial y_{mon}} \cdot \Delta y_{mon} + \frac{\partial Q^{(t)}}{\partial y_{jus}} \cdot \Delta y_{jus} \quad (3.38)$$

Com base na figura 3.3, observa-se que quando  $y_{mon} \cong y_{jus}$  as derivadas de (3.38) são muito grandes em valor absoluto e igual a infinito quando  $y_{mon} = y_{jus}$ , provocando que  $Q^{(t+1)}$  seja muito grande; existindo uma incoerência entre a vazão real e a vazão "numérica" determinada por (3.38). Este inconveniente computacional foi solucionado fazendo-se uma interpolação linear quando  $|y_{mon} - y_{jus}| < \text{TOL}$ , sendo TOL uma tolerância da ordem do centímetro (CUNGE et alii, 1980).

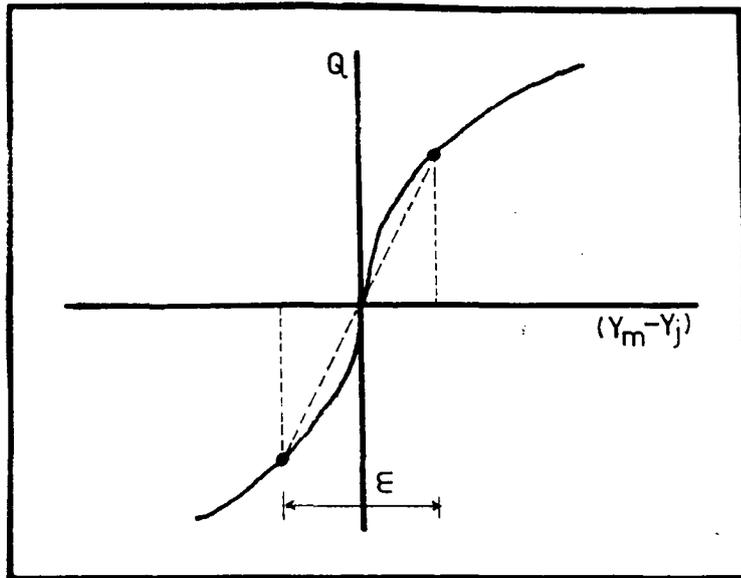


Figura 3.3 Variação da função de Descarga, em escoamentos através de vertedouros longitudinais e de orifícios, em função da altura d'água nas seções localizadas a montante e a jusante.  
Fonte: CUNGE et alii (1980).

### 3.3.5 Orifícios

O escoamento sob orifícios é analisado mediante as equações da conservação da massa e da conservação da energia, onde são consideradas as seguintes hipóteses simplificatórias:

- distribuição uniforme de velocidades nas seções localizadas a montante e a jusante do orifício;
- as perdas de energia entre ambas seções são desprezíveis; e
- a velocidade de aproximação do fluxo ao orifício é desprezível.

Considerando a figura 3.4 e aplicando o princípio da conservação da energia entre as seções (j;j+1), de acordo com HENDERSON (1966) e CHOW (1982) pode-se obter:

$$Q_{G1} = C_{dg1} \cdot A_G \cdot \sqrt{\frac{((V_{mon} - V_{w2}) - A_b)}{2 \cdot g \cdot (y_{mon} - y_{wg})}} \Rightarrow \text{escoamento livre} \quad (3.39)$$

quando o escoamento é afogado, devem ser levadas em consideração as perdas de energia provocadas pelo ressalto hidráulico (RIJO, 1990).

$$Q_{Gs} = C_{dGs} \cdot A_G \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (y_{mon} - y_{jus})} \Rightarrow \text{escoamento afogado} \quad (3.40)$$

onde,  $Q_G$ : vazão sob o orifício;  $C_{dG}$ : coeficiente de descarga ou de vazão da comporta; nele esta incluído o coeficiente de velocidade (efeitos da viscosidade e do atrito); o de contração (relação seção contraída-seção do orifício). O sub-índice (l) indica livre, e (s) submerso;  $A_G$ : seção de passo do escoamento, função da abertura e das características geométricas do orifício;  $y_{wg}$ : cota do degrau de fundo do orifício.

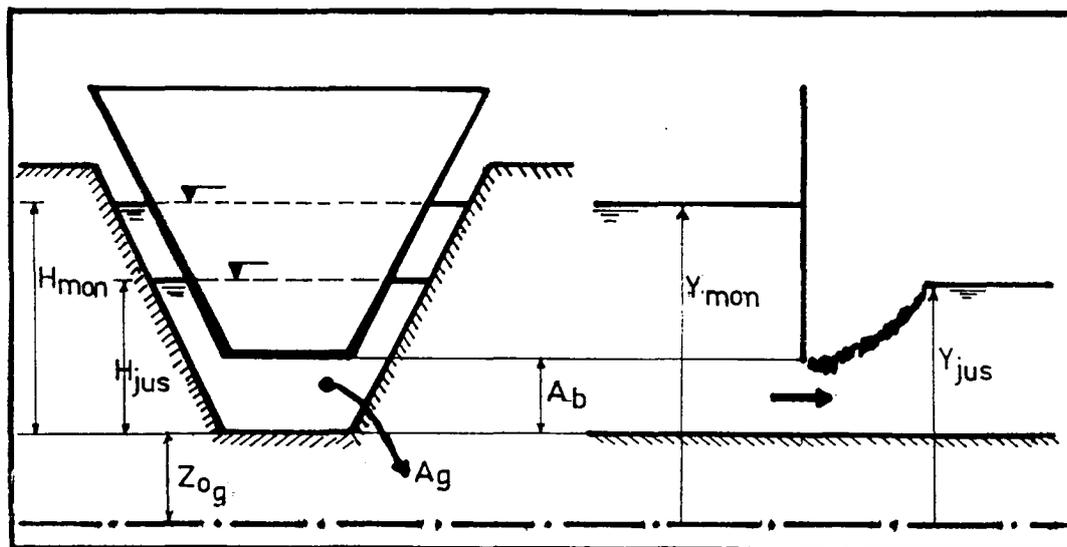


Figura 3.4 Escoamento através de orifícios.

O maior inconveniente na modelação matemática do escoamento através de orifícios é a determinação de  $C_{dG}$  e  $A_G$  (RIJO, 1990). Para determinar  $C_{dG}$  existe o gráfico de HENRY (HENRY (1950) apud RAJARATNAM e SUBRAMANYA (1967)), ou mediante expressões matemáticas como as apresentadas por RAJARATNAM e SUBRAMANYA (1967); RAMAMURTHY et alii (1978); SWAMEE (1992), entre outras; mas na realidade este coeficiente é próprio de cada estrutura e deve ser determinado experimentalmente.

O outro parâmetro a determinar é o  $A_G$ . A abertura do orifício pode ser constante ou variável no tempo, podendo ser incluídas dentro desta última classificação as comportas.

### 3.3.5.1 Orifícios de abertura fixa e comportas de operação manual

De acordo com a figura 3.5, o escoamento pode ter três direções possíveis:

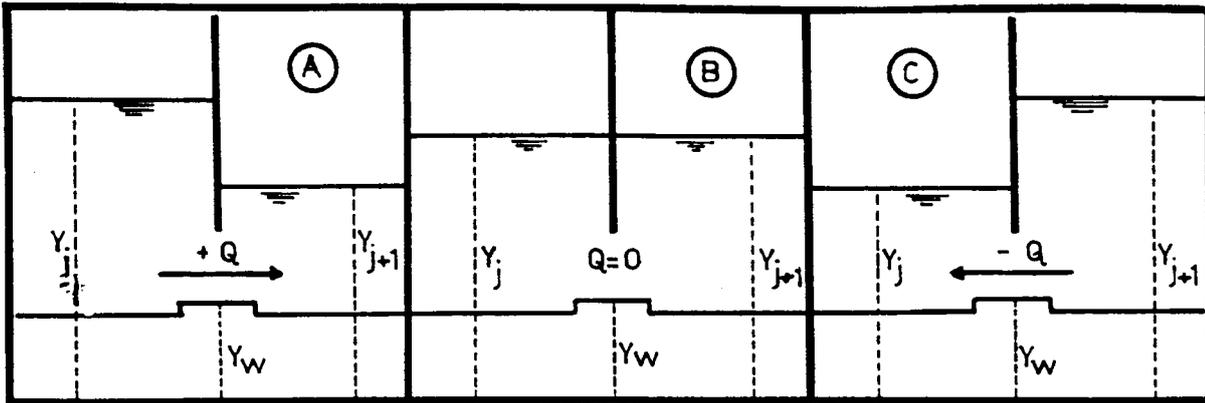


Figura 3.5 Direções possíveis do escoamento.  
 A. Escoamento positivo;  
 B. Escoamento nulo; e  
 C. Escoamento negativo.

A. - Escoamento positivo (figura 3.5.(A))<sup>12</sup>

A equação da continuidade é expressa por

$$Q_j^{(t+1)} = Q_{j+1}^{(t+1)} \quad (3.41)$$

a segunda expressão, é a lei do escoamento sob orifícios descrita no item (3.3.5), dependendo se o escoamento é livre ou afogado<sup>13</sup>

$$Q_{gl} = C_{dgl} \cdot A_G \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (y_j - y_{wg})} \Rightarrow \text{escoamento livre} \dots \sqrt{2g((y_j - y_w) - A_b)} \quad (3.42)$$

$$Q_{gs} = C_{dgs} \cdot A_G \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (y_j - y_{j+1})} \Rightarrow \text{escoamento afogado} \quad (3.43)$$

o termo  $A_G$  é atualizado da seguinte maneira:

$$A_G^{(t+1)} = A_G^{(t)} + \Delta A_G^{(t)} \quad (3.44)$$

<sup>12</sup> A denominação de escoamento positivo e negativo leva em consideração unicamente a numeração das seções. Assim o escoamento positivo é no sentido crescente da numeração das seções, e o escoamento negativo é no sentido decrescente.

<sup>13</sup> Determinados em função das expressões (3.33) e (3.34) do item (3.3.4)

$\Delta A_G$  é função da variação da abertura da comporta ( $\Delta A_b$ ) entre dois intervalos de tempo consecutivos, e das características geométricas da mesma.

B. - Escoamento negativo (figura 3.5.(C))

Neste caso o sentido do escoamento é desde a seção (j+1) à (j), sendo diferentes as equações utilizadas. A equação da continuidade é expressa por

$$- Q_J^{(t+1)} = - Q_{J+1}^{(t+1)} \quad (3.45)$$

e a equação do orifícios fica

$$\times \quad - Q_{gl} = C_{dgl} \cdot A_G \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (y_{j+1} - y_{wg})} \Rightarrow \text{escoamento livre} \dots \sqrt{2g(y_{j+1} - y_{wg}) - \Delta b} \quad (3.46)$$

ou,

$$- Q_{gs} = C_{dgs} \cdot A_G \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (y_{j+1} - y_j)} \Rightarrow \text{escoamento afogado} \quad (3.47)$$

as equações (3.42), (3.43), (3.46), e (3.47) são não-lineares procedendo-se a sua linearização mediante o desenvolvimento em série de Taylor e expressadas em função dos coeficientes das equações (3.24) e (3.25), podendo a expressão que eles representam ser encontradas no ANEXO 4.

C. - Níveis de montante e de jusante do orifício são iguais (figura 3.5.(B))

$$Q_J^{(t+1)} = Q_{J+1}^{(t+1)} = 0 \quad (3.48)$$

No escoamento através de orifícios também é válido o procedimento descrito no item (3.3.4 - figura 3.3) quando os níveis d'água nas seções situadas a montante e a jusante do mesmo são aproximadamente iguais. Sendo utilizado o mesmo procedimento de interpolação linear.

A variação da abertura do orifício ( $\Delta A_b$ ), é determinada pela expressão (3.49), devendo-se procurar a forma adequada de calcular a abertura do orifício no final do intervalo de tempo  $A_b^{(t+1)}$ , o qual é uma variável que pode ser conhecida ou incógnita no tempo.

$$\Delta A_b^{(t)} = A_b^{(t+1)} - A_b^{(t)} \quad (3.49)$$

\* quando a abertura é conhecida: é o caso de orifícios de abertura fixa ou as comportas de operação manual. Em orifícios de abertura fixa a abertura é constante e, nas comportas de operação manual é variável, sendo determinada em função da política de operação das mesmas.

\* quando a abertura é incógnita: é o caso das comportas de regulação automática e das telecomandadas. Duas situações podem ser contempladas na determinação de  $A_b^{(t+1)}$  (SHIRAISHI et alii (1978) apud RIJO (1990)):

- a primeira, é considerar que a comporta abre ou fecha com uma determinada velocidade, em função da magnitude no desvio do nível d'água do considerado ideal. Esta idéia foi anteriormente sugerida por CUNGE e WOOLHISER (1975), e será levada em consideração no item (3.3.5.5);
- a segunda, é supor que a comporta reage instantaneamente à variação de níveis, restabelecendo a altura pretendida. Este critério é contemplado pelos algoritmos das comportas de regulação automática AMIL, AVIS e AVIO, desenvolvidos nos itens (3.3.5.2) e (3.3.5.3).

### 3.3.5.2 Comportas automáticas de regulação por montante (figura 3.6)

Conhecidas sob o nome AMIL (ALSTHOM FLUIDES/NEYRTEC, s.d.), são comportas do tipo radial, instaladas em forma transversal ao escoamento com a finalidade de manter um nível constante d'água a montante da mesma. No mecanismo de funcionamento interagem conjuntamente um flutuador fixado ao tabuleiro da comporta, contrapesos de compensação que permitem sua calibração, o tabuleiro e, o eixo de cotação-rotação (E.C-R.). Todos estes elementos conformam um corpo rígido que gira em torno do E.C-R. da comporta (KRAATZ e MAHAJAN, 1982; CHOULIAN, 1988; RIJO, 1990). A comporta quando está bem calibrada impõe um nível constante a montante que coincide com o nível do E.C-R. da mesma; assim a equação de equilíbrio hidráulico é expressa por:

$$G \cdot \mu_G = F \cdot \mu_F, \quad (3.50)$$

onde, G: empuxo dos contrapesos; F: empuxo do flutuador;  $\mu_G$ : distância horizontal entre o centro de gravidade dos contrapesos e o E.C-R. da comporta; e  $\mu_F$ : distância

horizontal entre o centro de gravidade do flutuador e o E.C.R. da comporta.

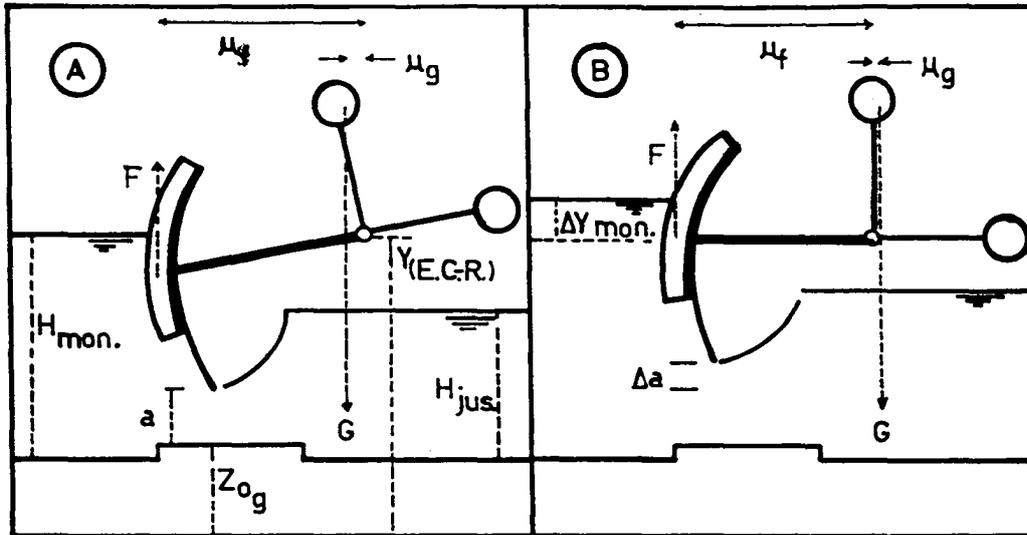


Figura 3.6 Comportas automáticas de regulação por montante.  
 Esquema de funcionamento (comporta AMIL).  
 A. situação de equilíbrio hidráulico; e  
 B. desequilíbrio provocado por um transiente.

Quando chega uma onda positiva do extremo de montante, o nível sobe e o centro de gravidade desloca-se de sua posição de equilíbrio (figura 3.6(B)), tendo-se agora uma inequação:

$$G \cdot \mu_G < F \cdot \mu_F \quad (3.51)$$

como consequência deste desequilíbrio hidráulico a abertura da comporta aumenta e o nível começa a descer até alcançar novamente a condição de equilíbrio.

O caso inverso ao anterior, é a chegada de uma onda negativa

$$G \cdot \mu_G > F \cdot \mu_F \quad (3.52)$$

neste caso a abertura da comporta diminui, permitindo a recuperação do nível.

A variação na abertura da comporta ( $\Delta A_{v1}$ )<sup>14</sup> tipo AMIL pode ser determinado

<sup>14</sup> RIJO (1990), testou diferentes procedimentos para a determinação da abertura da comporta, concluindo que é melhor utilizar polinômios obtidos por regressão múltipla onde estão vinculados os níveis de água de montante e de jusante, sendo estes polinômios obtidos para cada uma das comportas.

mediante a seguinte expressão:

$$\Delta A_{b_1}^{(t)} = y_{\text{mon}}^{(t)} - y_{\text{E.C.-R.}} \quad (3.53)$$

### 3.3.5.3 Comportas automáticas de regulação por jusante (figura 3.7)

Conhecidas sob o nome de comportas AVIS e AVIO (ALSTHOM FLUIDES/NEYRTEC, s.d.(a)), são projetadas com o objetivo de manter o nível d'água constante a jusante da mesma, sendo, geralmente, instaladas nos canais de derivação. São comportas radiais, constituídas por um flutuador situado a jusante, tabuleiro, contrapesos e o eixo de cotação-rotação (E.C.R.) (KRAATZ e MAHAJAN, 1982; CHOULIAN, 1988).

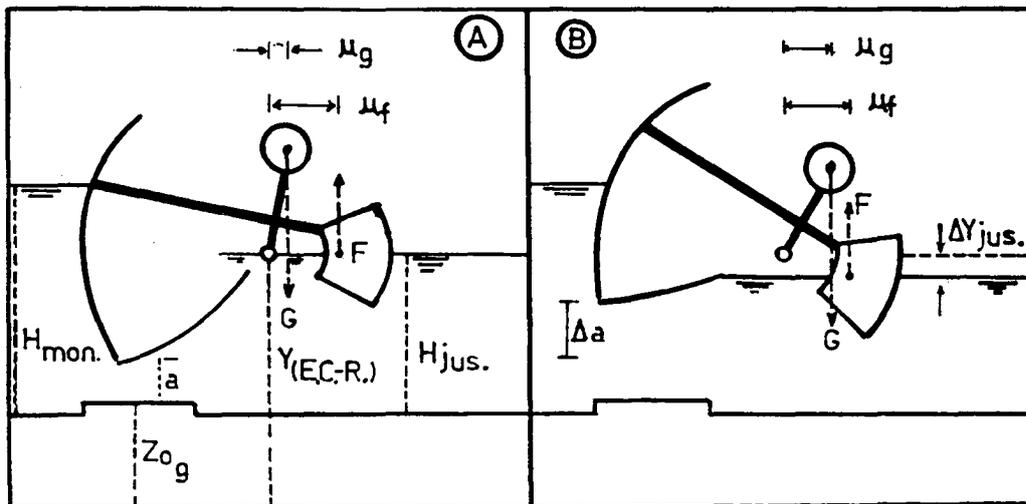


Figura 3.7 Comportas automáticas de regulação por jusante. Esquema de funcionamento (comporta AVIS e AVIO). A. situação de equilíbrio hidráulico; e B. desequilíbrio provocado por um transiente.

Estas comportas podem ser de dois tipos:

- AVIO: são de seção retangular e instaladas transversalmente ao escoamento, obstruindo um canal a superfície livre; e
- AVIS: são de seção trapezoidal, obstruindo um orifício de fundo;

A escolha entre um e outro tipo de comporta é determinada em função da carga hidráulica máxima admissível entre o nível de montante e a cota de referência (KRAATZ e MAHAJAN, 1982). Sendo as oscilações de nível a montante das mesmas absorvidos pelo tabuleiro da comporta (AVIS) ou por um muro (AVIO).

O princípio de funcionamento é do tipo hidráulico. Uma vez que tenha sido perfeitamente calibrado, o nível de jusante coincide com o E.C-R. (figura 3.7(A)) o equilíbrio hidráulico é estabelecido pela seguinte relação de momentos:

$$G \cdot \mu_G = F \cdot \mu_F \quad (3.54)$$

De acordo com a figura 3.7(B), quando a demanda de água aumenta, o nível de jusante diminui embaixo da cota do E.C-R. da comporta; neste caso  $M_G > M_F$  (sendo  $M_G$  o momento exercido pelos contrapesos da comporta e,  $M_F$  o momento do flutuador) provoca um aumento na abertura da comporta, deixando ingressar um maior volume de água, que restabelecerá a condição de equilíbrio inicial. No caso de diminuir a demanda d'água, produz o efeito inverso, aumenta o nível de jusante ( $M_G < M_F$ ) e uma diminuição da abertura da comporta.

Para cada tipo de comporta AVIS e AVIO, podem ser extraídas as características geométricas fundamentais (ALSTHOM FLUIDES/NEYRTES, s.d.(a)), a partir do qual é possível determinar a variação da abertura  $\Delta A_{b1}$ .

$$\left[ \Delta A_{b1} \right]^{(t)} = \left[ \frac{R_f}{R_t} \cdot \left( y_{E.C-R.} - y_{Jus} \right) \right]^{(t)} \quad (3.55)$$

sendo,  $R_t$ : distância desde o eixo de cotação-rotação da comporta ao tabuleiro;  $R_f$ : distância desde o eixo de cotação-rotação da comporta ao flutuador;  $y_{E.C-R.}$ : cota do eixo de cotação-rotação da comporta; e  $y_{Jus}$ : cota da seção localizada a jusante da comporta.

#### 3.3.5.4 Filtração numérica da altura d'água em comportas automáticas

Um inconveniente achado na simulação das comportas de regulação automática AMIL, AVIS e AVIO é o aparecimento de oscilações no seu movimento "numérico"; isto é, supondo por exemplo uma comporta de regulação por jusante; no intervalo de tempo (t), o nível d'água na seção localizada a jusante da mesma está sob a cota do

E.C-R. da comporta, portanto a comporta abre (vide item 3.3.5.3), essa nova abertura permite a passagem de uma maior vazão para o trecho de jusante com a correspondente elevação do nível d'água, este agora passa a estar situado sobre o E.C-R. e, nesta situação a comporta deve fechar. Esta situação quando repetida sucessivas vezes provoca a instabilidade do modelo.

O procedimento utilizado para solucionar este inconveniente, foi filtrar numericamente as alturas d'água que agem sobre o flutuador entre dois intervalos de tempo, sendo incorporados no algoritmo de determinação da variação da abertura da comportas.

Assim, para uma comporta tipo AMIL a equação (3.53) é redefinida da seguinte forma:

$$\Delta A_{b_1}^{(t)} = y_{mon}^*(t) - y_{E.C-R.} \quad (3.56)$$

onde:

$$y_{mon}^*(t) = Cr1.y_{mon}^{(t-1)} + Cr2.y_{mon}^{(t)} \quad (3.57)$$

para as comportas tipos AVIS e AVIO, a equação (3.55) fica

$$\left[ \Delta A_{b_1} \right]^{(t)} = \left[ \frac{R_f}{R_t} \left( y_{E.C-R.} - y_{Jus}^* \right) \right]^{(t)} \quad (3.58)$$

onde:

$$y_{jus}^*(t) = Cr1.y_{jus}^{(t-1)} + Cr2.y_{jus}^{(t)} \quad (3.59)$$

sendo:

$y_{mon}^*$  : cota da seção localizada a montante da comporta, filtrada numericamente;

$y_{jus}^*$  : cota da seção localizada a jusante da comporta, filtrada numericamente;

$Cr1^{15}$  : coeficiente de ponderação do nível d'água no tempo (t-1);e

$Cr2$  : coeficiente de ponderação do nível d'água no tempo (t);

<sup>15</sup> Nas aplicações feitas com estes tipos de comportas, o valor adotado para os coeficientes de ponderação  $C_{r1}$  e  $C_{r2}$ , foi de 0,50.

### 3.3.5.5 Comportas telecomandadas

As comportas telecomandadas, Também conhecidas como controlador "*Littleman*" (BURT e PLUSQUELLEC, 1990), são comportas operadas mediante dispositivos eletro-mecânicos acionados a distância pelo hardware de um controlador central, o qual é constantemente alimentado com os valores das variáveis do escoamento.

De acordo com BURT e PLUSQUELLEC (1990), o mecanismo que aciona qualquer regulador deve levar em consideração elementos básicos da teoria de controle, os mais importantes são:

- sensor que registre o nível d'água;
- dispositivo que indique a tendência do movimento da superfície d'água;
- nível d'água objetivo (podendo ser fixo ou ajustável no tempo);
- banda de sensibilidade (quando o desvio das variáveis de estado estão dentro da banda de sensibilidade, o regulador não muda de posição);
- velocidades múltiplas de movimento do regulador (duas ou três); e
- mecanismo "*Anti-hund*", quando as variáveis do escoamento estão retornando ao valor objetivo, a abertura do regulador não muda;

Levando em conta estas condições básicas foi desenvolvido o seguinte algoritmo:

- com base na figura 3.8(A); têm-se no tempo (t) o nível d'água é maior que o de referência, a pergunta que o algoritmo computacional faz é: *o regulador fecha ?*, para responder a isto procede-se a análise da tendência do nível entre os dois intervalos de tempo consecutivos; no caso (A.1) o desvio (entre o nível d'água em "t" e o nível objetivo no mesmo tempo) aumenta, portanto o regulador fecha. No caso (A.2) o desvio diminui no tempo, neste caso a abertura do regulador não muda;
- o caso inverso é a figura 3.8(B), o nível d'água no tempo (t) é menor que o de referência, então o algoritmo computacional pergunta: *o regulador abre ?*, de acordo com a tendência abre em (B.1) e não muda em (B.2); e
- quando a diferença entre o nível real e o objetivo no tempo "t" esta dentro da banda de sensibilidade, a abertura do regulador não muda.

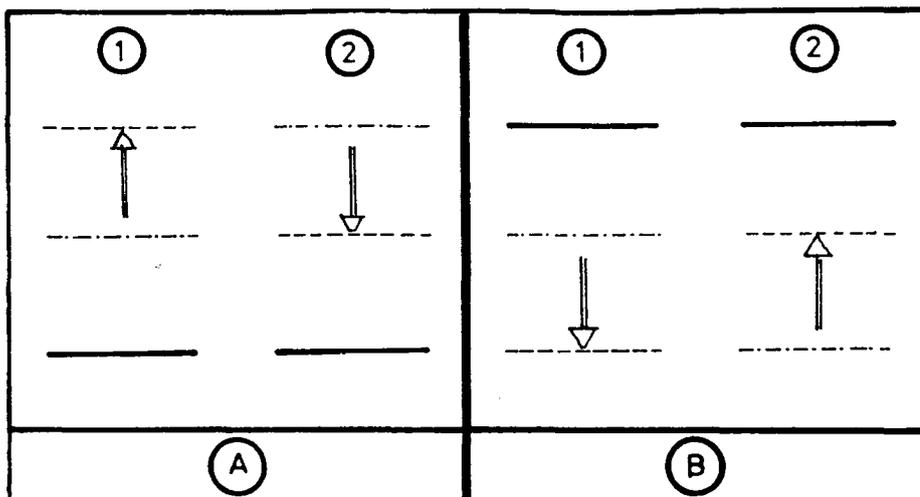


Figura 3.8 Comportas telecomandadas - Algoritmo de funcionamento.

- \_\_\_\_\_ nível de água de referência no tempo (t);
- .-.- nível de água no tempo (t-1);
- - - nível de água no tempo (t); e
- ⇒ indicador da tendência do nível entre dois intervalos de tempo.

Do ponto de vista computacional, deve ser determinado o valor de  $\Delta A_b^{(t)}$  (equação 3.49), para o qual deve ser considerada a velocidade de movimento do regulador. Nesta situação foram analisadas duas alternativas: (figura 3.9)

1 - introduzindo pares de valores desvio( $\Delta$ )-velocidade( $V_g$ ), a velocidade com que o regulador se movimenta é igual à velocidade correspondente dessa banda de desvio (figura 3.9(A)). Esta alternativa teve o seguinte inconveniente: suponhamos inicialmente que o nível d'água está sob o nível de referência, esse desvio é denominado  $D1$  e pertence à banda  $\Delta 1$ , e tem uma tendência no movimento desfavorável (figura 3.9(B1)), então o regulador abre com uma velocidade  $V_1$ , em consequência o nível sobe passando agora à outra situação no final do intervalo, onde o nível está sobre o de referência com um desvio  $D2$ , mas dentro da mesma banda de  $\Delta 1$ , é a situação do caso (figura 3.8(A1)), então o regulador fecha com a mesma velocidade  $V_1$ . Este movimento era repetido sucessivas vezes resultando na instabilidade numérica do modelo.

2 - para solucionar o inconveniente anterior, foi introduzido um coeficiente que pondere a "magnitude do desvio", realizada computacionalmente mediante uma interpolação linear da curva desvio-velocidade (figura 3.9(B)).

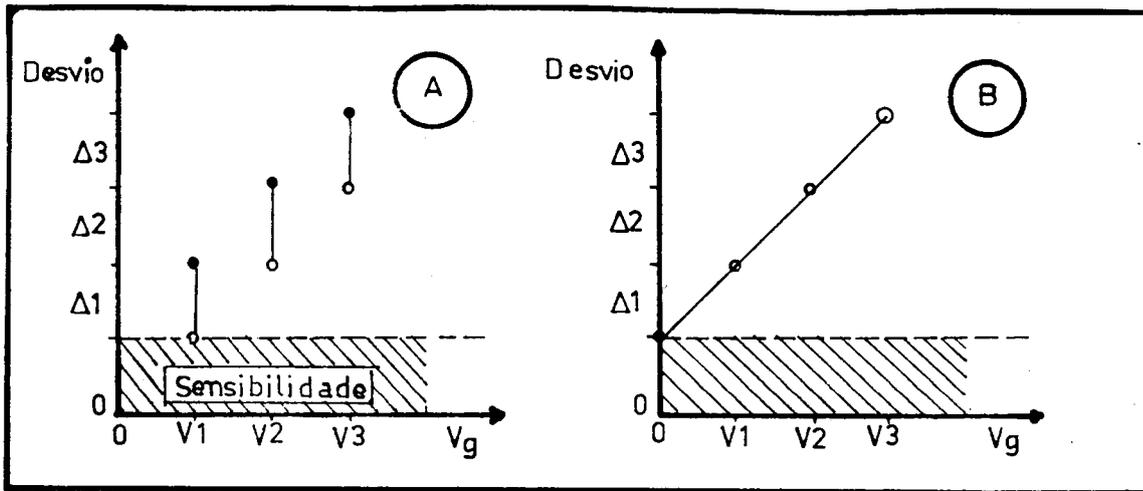


Figura 3.9 Velocidade de movimento da comporta.  
 A. gráfico velocidade-desvio ("por bandas"); e  
 b: gráfico velocidade-desvio ("por interpolação").

Assim, a variação na abertura do regulador ( $\Delta A_b$ ) é determinada por

$$\Delta A_b^{(t)} = \text{SIG.VGate} \cdot \left( \left| \hat{y}_{sr}^{(t)} - y_{sr}^{(t)} \right| \right) \cdot \Delta t \quad (3.60)$$

onde:

- $\Delta A_b^{(t)}$  : variação na abertura do regulador;
- SIG : sinal do movimento do regulador (<+> abre; <-> fecha);
- VGate : velocidade de movimento do regulador;
- $\hat{y}_{sr}^{(t)}$  : cota na seção de referência no tempo (t);
- $y_{sr}^{(t)}$  : cota objetivo na seção de referência no tempo (t); e
- $\Delta t$  : intervalo de tempo de cálculo.

O algoritmo anteriormente descrito é resumido no fluxograma 3.01, apresentado a seguir:

Algoritmo de funcionamento da comporta telecomandada

PROGRAMA PRINCIPAL

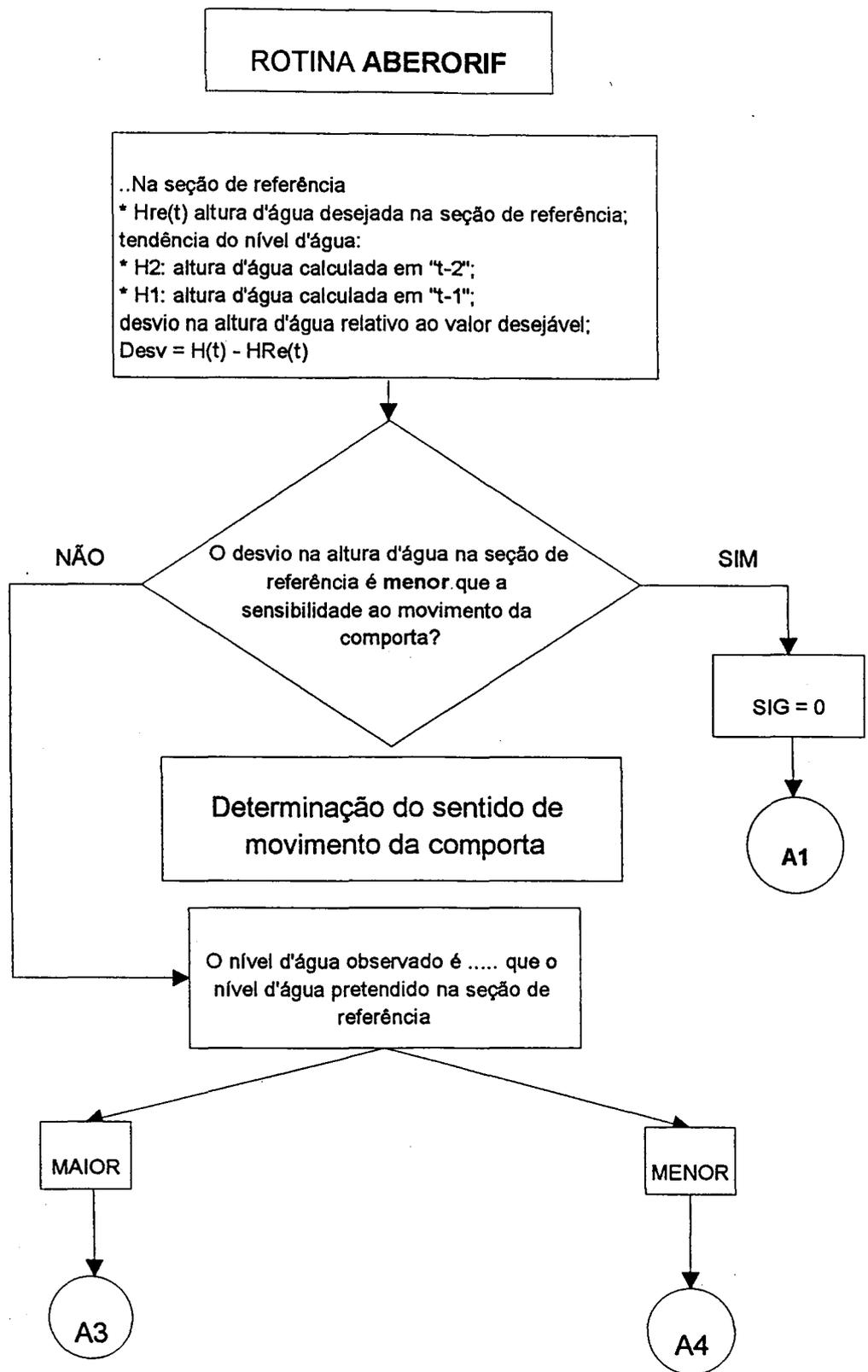
Leitura de dados  
\* Características geométricas da comporta;  
\* Sensibilidade ao movimento da comporta;  
\* Coeficiente de descarga da comporta;  
\* Abertura inicial da comporta;  
\* Localização da seção de controle;  
\* Velocidade de movimento da comporta;

.....  
.....  
CALL ABERORIF  
.....  
.....

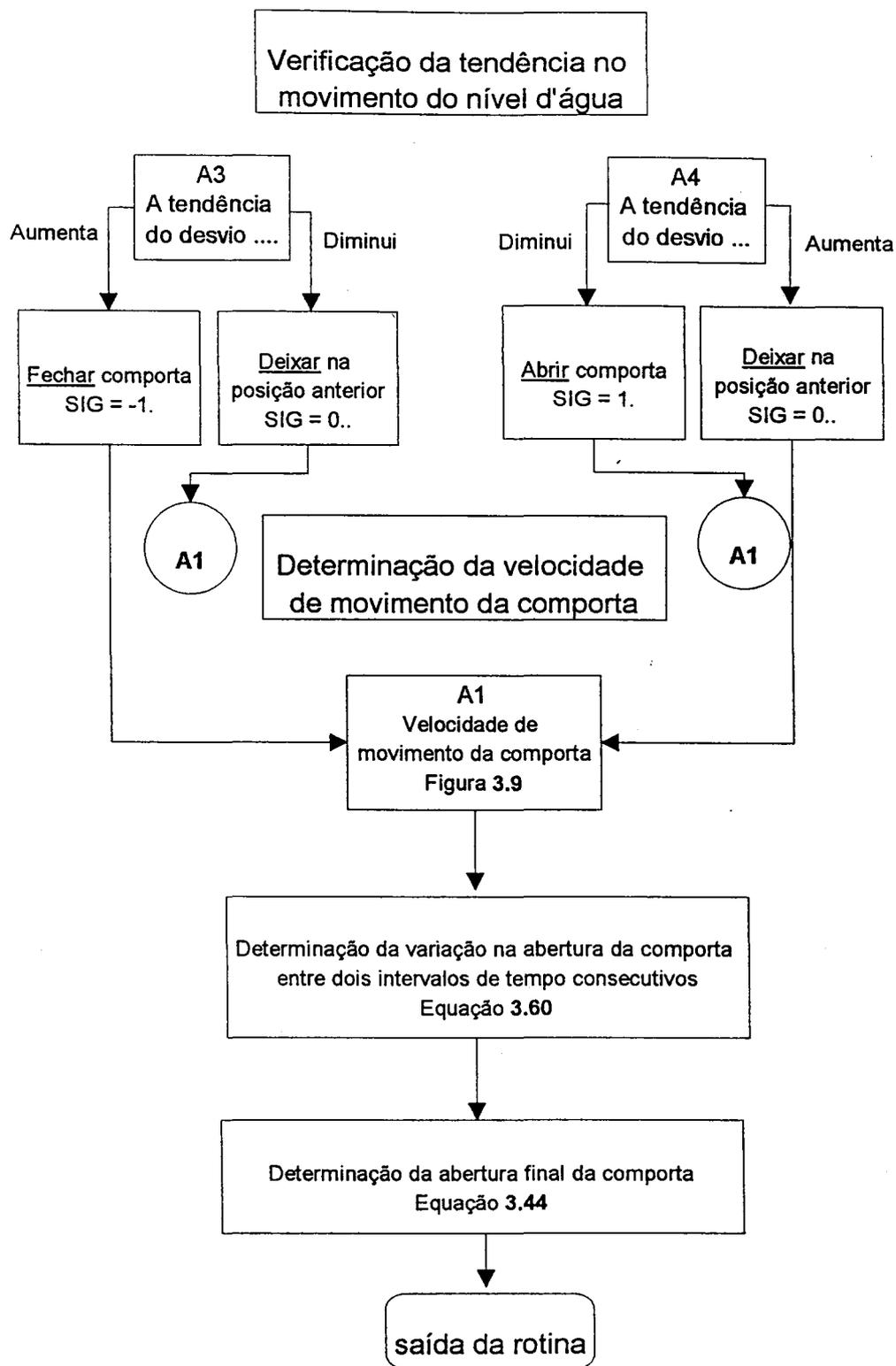
TEMPO

FIM

Fluxograma 3.01 Algoritmo de funcionamento da comporta telecomandada



Fluxograma 3.01 Algoritmo de funcionamento da comporta telecomandada  
 (continuação)



Fluxograma 3.01 Algoritmo de funcionamento da comporta telecomandada (continuação)

### 3.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO EXTERNAS (CCE) (LIGGETT e CUNGE, 1975)

Considerando-se que o escoamento nos canais de irrigação é subcrítico, devem ser fornecidas ao modelo uma CCE no extremo de montante e outra no de jusante.

Supondo válida uma relação linear:

$$\Delta Q_{CCE} = E_{CCE} \cdot \Delta y_{CCE} + F_{CCE} \quad (3.61)$$

onde:

$E_{CCE}$ ,  $F_{CCE}$  são coeficientes conhecidos na seção "CCE", podendo ser a primeira seção (número "1") ou a última (número "N"). Quando é analisada a seção número "1" de um trecho localizado num extremo da rede, os coeficientes  $E_{CCE} = E_1$  e,  $F_{CCE} = F_1$  devem ser conhecidos. No outro extremo da rede, na seção número "N" deve ser conhecido o valor de  $\Delta y_{CCE}$ .

As CCE consideradas no modelo são:

- trecho de montante:  $y = y(t) \rightarrow$  Cotograma  
 $Q = Q(t) \rightarrow$  Hidrograma
  
- trecho de jusante :  $y = y(t) \rightarrow$  Cotograma  
 $Q = Q(t) \rightarrow$  Hidrograma  
 $y = Q(t) \rightarrow$  Curva-chave

A forma como é determinado o valor dos coeficientes  $E_{CCE}$  e  $F_{CCE}$  pode ser encontrada em LIGGETT e CUNGE (1975). No caso de utilizar-se a curva-chave como uma CCE deve-se proceder a sua linearização.

### 3.5 SOLUÇÃO DO SISTEMA GERAL DE EQUAÇÕES

#### 3.5.1 Generalidades

A malha computacional da figura 3.1 deve ser resolvida para cada intervalo de tempo de modo que se possa determinar o valor das variáveis dependentes do

escoamento em todas as seções.

As equações utilizadas na propagação do escoamento ao longo dos canais (ESV) assim como também aquelas empregadas nas CCI foram discretizadas mediante o esquema implícito de Preissmann. Portanto, para proceder à determinação do valor das variáveis é necessário resolver em cada intervalo de tempo um sistema geral de equações.

Na resolução do sistema geral de equações devem ser supridas as condições iniciais (valor das variáveis em  $t=0$ ; a serem descritas no item 3.5.2), condições de contorno externas (valor das variáveis nos pontos extremos da rede para cada intervalo de tempo - vide item 3.4) e uma técnica adequada para solução de sistemas de equações diferenciais.

### 3.5.2 Condições iniciais

As condições iniciais podem ser obtidas por medição das variáveis, interpolando valores conhecidos em outras seções, calculados a partir de simulações anteriores ou, supor um escoamento inicial permanente (ROSAURO, 1979; SCHAFFRANEK et alii, 1981). No caso de utilizar esta última opção, dois métodos são disponíveis (ROSAURO, 1979):

- determinação da superfície da linha d'água mediante o cálculo da curva de remanso; e
- rodando o modelo em regime não-permanente, sendo mantido fixos e constantes os valores das condições de contorno externas, o modelo deve convergir a regime permanente.

Sendo que a última opção a escolhida por ser mais fácil sua adaptação ao modelo.

### 3.5.3 Método da eliminação local (MEL)

De acordo com CUNGE et alii (1980) e ABBOTT et alii (1982), as redes de canais podem ser de vínculo simples ou múltiplo; no primeiro caso, o fluxo para ir desde

um nó até outro somente possui uma direção possível; já no segundo caso, o escoamento possui várias direções alternativas. Podendo ser citados como exemplo de vínculo simples, as redes de canais fluviais e de irrigação. As redes de drenagem urbana, os deltas fluviais e a combinação rede de irrigação-drenagem podem ser citadas como exemplos de vínculo múltiplo. Sendo uma rede de vinculação simples um caso particular da rede de vínculo múltiplo, logo os canais de irrigação podem ser considerados como uma rede de vínculo múltiplo.

Os coeficientes das equações recursivas (3.24) e (3.25) resultantes da aplicação das **ESV** e das utilizadas no tratamento dos **CCI**, conformam uma matriz que pode ser denominada *banda* (sistema constituído por canais alinhados, não em redes) ou, *esparsa* (sistemas de canais em redes) (TUCCI, 1986). Quando a matriz é esparsa, os métodos tradicionais de resolução de sistemas de equações tornam-se ineficientes e/ou imprecisos (VILLANUEVA, 1990). Devendo ser procurada alguma técnica específica de resolução de matrizes esparsas.

O procedimento a ser adotado neste trabalho é:

- numeração cuidadosa dos nós da rede (a fim de reduzir a esparcidade da matriz); e
- utilização do Método de Eliminação Local (**MEL**), desenvolvido pelo **SOGREAH** para sistemas de equações discretizadas mediante o esquema de Preissmann.

A principal vantagem do **MEL** é que o sistema de equações a serem resolvidos é proporcional ao número de nós ao quadrado (CUNGE et alii, 1980; HOLLY et alii, 1981; VILLANUEVA, 1990).

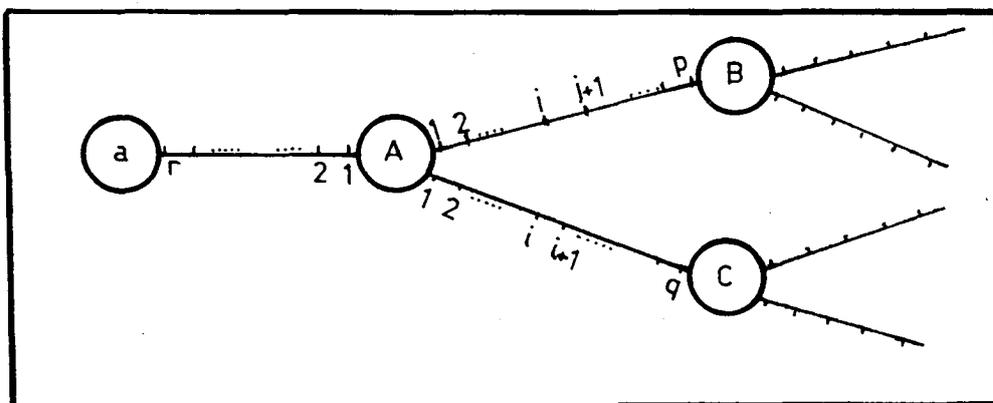


Figura 3.10 Método de Eliminação Local (MEL).

(Fonte: CUNGE et alii, 1980)

De acordo com a figura 3.10, o embasamento teórico do MEL<sup>16</sup> é o seguinte:

- a rede está constituída por nós, podendo ser estes internos (união entre dois ou mais trechos) ou externos (condição de contorno externa) e, por trechos<sup>17</sup>, sendo eles percorridos nas duas direções (de montante para jusante e jusante para montante);
- o sistema de equações lineares simultâneas, é montado considerando-se como únicas incógnitas as variações de níveis nos nós;
- deve-se ter a precaução de que um nó nunca pode estar onde exista uma descontinuidade na linha d'água (ex. ressalto hidráulico);
- a partir das equações recursivas (3.24) e (3.25), eliminando mediante combinação linear  $\Delta Q_{j+1}$ , é possível definir uma relação do seguinte tipo:

$$\Delta y_{j+1} = L_{j+1} \cdot \Delta y_j + M_{j+1} \cdot \Delta Q_j + N_{j+1} \quad (3.62)$$

- para qualquer ponto computacional (j) é possível definir:

$$\Delta Q_j = E_j \cdot \Delta y_j + F_j + H_j \cdot \Delta y_p \quad (3.63)$$

a qual representa como o  $\Delta y$  no nó "p" influi parcialmente sobre os  $\Delta Q$  e  $\Delta y$  de qualquer ponto do trecho em análise; e

- os coeficientes  $E_j$ ,  $F_j$  e  $H_j$  são conhecidos em função dos coeficientes das equações recursivas (3.24) e (3.25) podendo sua formulação ser encontrada no ANEXO 5.

Nos nós internos (ex. nó "A" da figura 3.10) devem ser satisfeitas condições de compatibilidade, tais como:

- Equação da Continuidade:

$$\sum_{k=1}^{k=m} Q_{1k} = 0 \quad (3.64)$$

<sup>16</sup> somente serão expostas as hipóteses básicas do método e a formulação utilizada. Para o desenvolvimento teórico do método pode-se consultar: CUNGE et al., 1980; VILLANUEVA, 1990.

<sup>17</sup>Canal que une dois nós.

ou,

$$\sum_{k=1}^{k=m} \left( Q_{1k}^* + \Delta Q_{1k} \right) = 0 \quad (3.65)$$

onde: m: número total de trechos que convergem num mesmo nó; ik: seção número "i" do trecho "k".

- Equação Dinâmica (igualdade de cotas):

$$y_1^{t+1} = y_2^{t+1} = \dots = y_1^{t+1} = \dots = y_m^{t+1} \quad (3.66)$$

ou,

$$y_1^* + \Delta y_1 = y_2^* + \Delta y_2 = \dots = y_1^* + \Delta y_1 = \dots = y_m^* + \Delta y_m \quad (3.67)$$

Substituindo-se a equação (3.63), aplicada em cada uns dos trechos, na equação de continuidade (3.65), obtêm-se um sistema de "m" equações lineares cujas incógnitas são as variações de níveis nos nós  $\Delta y_M$  (onde "M" é o número total de nós) (vide: CUNGE et alii, 1980; VILLANUEVA, 1990).

#### 3.5.4 Obtenção do valor das variáveis dependentes

A resolução do sistema de equações lineares fornece os valores de  $\Delta y$  nos nós, devendo-se agora adotar um critério relativo ao sentido como será feito o cálculo: montante para jusante ou jusante para montante. O primeiro foi o critério adotado.

A aplicação da equação (3.63) na primeira seção dos trechos localizados nos extremos de montante fornece o valor de  $\Delta Q$  nas mesmas. Desta forma, considerando o trecho **AB** da figura 3.10, na primeira seção, têm-se:

a - considerando inicialmente uma varrida do trecho no sentido de montante para jusante:

$$\left[ \Delta Q_1^{AB} \right]^{(t)} = \left[ E_1^{AB} \cdot \Delta y_A^{AB} + F_1^{AB} + H_1^{AB} \cdot \Delta y_B^{AB} \right]^{(t)}$$

$$\begin{bmatrix} \Delta y_1^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} = \begin{bmatrix} \Delta y_A^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

$$\begin{bmatrix} Q_1^{AB} \end{bmatrix}^{(t+1)} = \begin{bmatrix} Q_1^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} + \begin{bmatrix} \Delta Q_1^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

$$\begin{bmatrix} y_1^{AB} \end{bmatrix}^{(t+1)} = \begin{bmatrix} y_1^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} + \begin{bmatrix} \Delta y_1^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

b - para seções interiores dos trechos; o procedimento é o seguinte:

aplicando as equações recursivas (3.24) e (3.25) nas seções (j;j+1), eliminando mediante combinação linear entre elas  $\Delta Q_{j+1}$  e, expressando seu resultado na forma da equação (3.62), os coeficientes ficam:

$$L_{j+1}^{AB} = \left[ \frac{B.C' - B'.C}{A.B' - A'.B} \right]_{(j)} \quad (3.68)$$

$$M_{j+1}^{AB} = \left[ \frac{B.D' - B'.D}{A.B' - A'.B} \right]_{(j)} \quad (3.69)$$

$$N_{j+1}^{AB} = \left[ \frac{B.G' - B'.G}{A.B' - A'.B} \right]_{(j)} \quad (3.70)$$

utilizando-se a equação (3.63) para prosseguir com o cálculo, o procedimento é o seguinte:

$$\begin{bmatrix} \Delta y_{j+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} = \begin{bmatrix} L_{j+1}^{AB} \Delta y_j^{AB} + M_{j+1}^{AB} \Delta Q_j^{AB} + N_{j+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

$$\begin{bmatrix} \Delta Q_{j+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} = \begin{bmatrix} E_{j+1}^{AB} \Delta y_{j+1}^{AB} + F_{j+1}^{AB} + H_{j+1}^{AB} \Delta y_p^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

A maneira como foram calculados os coeficientes E, F e, H pode ser encontrada no ANEXO 5.

O valor atualizado das variáveis do escoamento nas seções interiores dos trechos é feita:

$$\begin{bmatrix} y_{J+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t+1)} = \begin{bmatrix} y_{J+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} + \begin{bmatrix} \Delta y_{J+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

$$\begin{bmatrix} Q_{J+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t+1)} = \begin{bmatrix} Q_{J+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} + \begin{bmatrix} \Delta Q_{J+1}^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

para a última seção, a sequência é a seguinte:

$$\begin{bmatrix} \Delta Q_N^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} = \begin{bmatrix} E_N^{AB} \cdot \Delta y_B^{AB} + F_N^{AB} + H_N^{AB} \cdot \Delta y_A^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

$$\begin{bmatrix} \Delta y_N^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} = \begin{bmatrix} \Delta y_B^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

$$\begin{bmatrix} Q_N^{AB} \end{bmatrix}^{(t+1)} = \begin{bmatrix} Q_N^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} + \begin{bmatrix} \Delta Q_N^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

$$\begin{bmatrix} y_N^{AB} \end{bmatrix}^{(t+1)} = \begin{bmatrix} y_N^{AB} \end{bmatrix}^{(t)} + \begin{bmatrix} \Delta y_N^{AB} \end{bmatrix}^{(t)}$$

### 3.6 MODELO COMPUTACIONAL

O modelo HICAIR está constituído por um programa principal e por 17 subrotinas, sua estrutura computacional foi montada a partir do modelo NOPRES (VILLANUEVA, 1990). A estrutura funcional do modelo é explicada no item 3.6.1; o seu funcionamento é explicado mediante o fluxograma 3.02, e a sequência de chamadas do programa principal às subrotinas no fluxograma 3.03.

### 3.6.1 Estrutura funcional do modelo

**Programa principal:** executa a leitura de dados (geometria das seções, parâmetros de simulação, parâmetros de impressão, condições iniciais, condições de borda, características geométricas das CCI), controla os ciclos de tempo e das iterações, faz o cálculo de erros e imprime resultados.

#### **Rotinas:**

- **ABERORIF:** determina a abertura do orifício no final do intervalo de tempo em execução em função do princípio de funcionamento de cada uma delas. Determina a abertura em orifícios de abertura fixa e/ou variável, estando entre estes últimos as comportas de operação manual, as comportas telecomandadas, comportas de regulação automática do tipo AVIS, AVIO e AMIL;
- **ARSEC:** rotina do modelo NOPRES (VILLANUEVA, 1990). Monta o sistema de equações nos nós, controla a incorporação das condições de contorno;
- **CCE:** determina o aporte das condições de contorno externas aos coeficientes dos nós e o soma aos mesmos;
- **COEFORIF:** calcula os coeficientes  $A, B, C, D, G, A', B', C', D', G'$ , das equações dos orifícios.
- **COEFSV:** calcula os coeficientes  $A, B, C, D, G, A', B', C', D', G'$ , das equações de Saint-Venant.
- **COENA:** determina parâmetros geométricos e hidráulicos em seções que foram definidas por pares de pontos ( $T(y)$ ,  $A(y)$ ,  $R(y)$ ,  $K(y)$ ).
- **DERNUM:** calcula as derivadas numéricas necessárias para a determinação dos coeficientes  $A, B, C, D, G, A', B', C', D', G'$  das equações de Saint-Venant.
- **DYDQL:** rotina do modelo NOPRES (VILLANUEVA, 1990) e adaptado ao modelo. calcula o valor das variáveis dependentes  $Q$  e  $Y$  em cada seção ao longo dos trechos.
- **HEADLOSS:** calcula os coeficientes  $A, B, C, D, G, A', B', C', D', G'$ , das equações de transições em canais.
- **LDE:** rotina do modelo NOPRES (VILLANUEVA, 1990). Calcula a altura total de energia para as seções e o volume d'água armazenado na rede a cada intervalo de tempo.
- **MEL:** calcula os coeficientes das equações recursivas  $E$ ,  $F$ ,  $H$  em função dos coeficientes  $A, B, C, D, G, A', B', C', D', G'$  utilizando a metodologia do Método de Eliminação Local.
- **PHIDRA:** determina os parâmetros geométricos e hidráulicos das seções em canais artificiais (largura, área, perímetro molhado, raio hidráulico e conductância

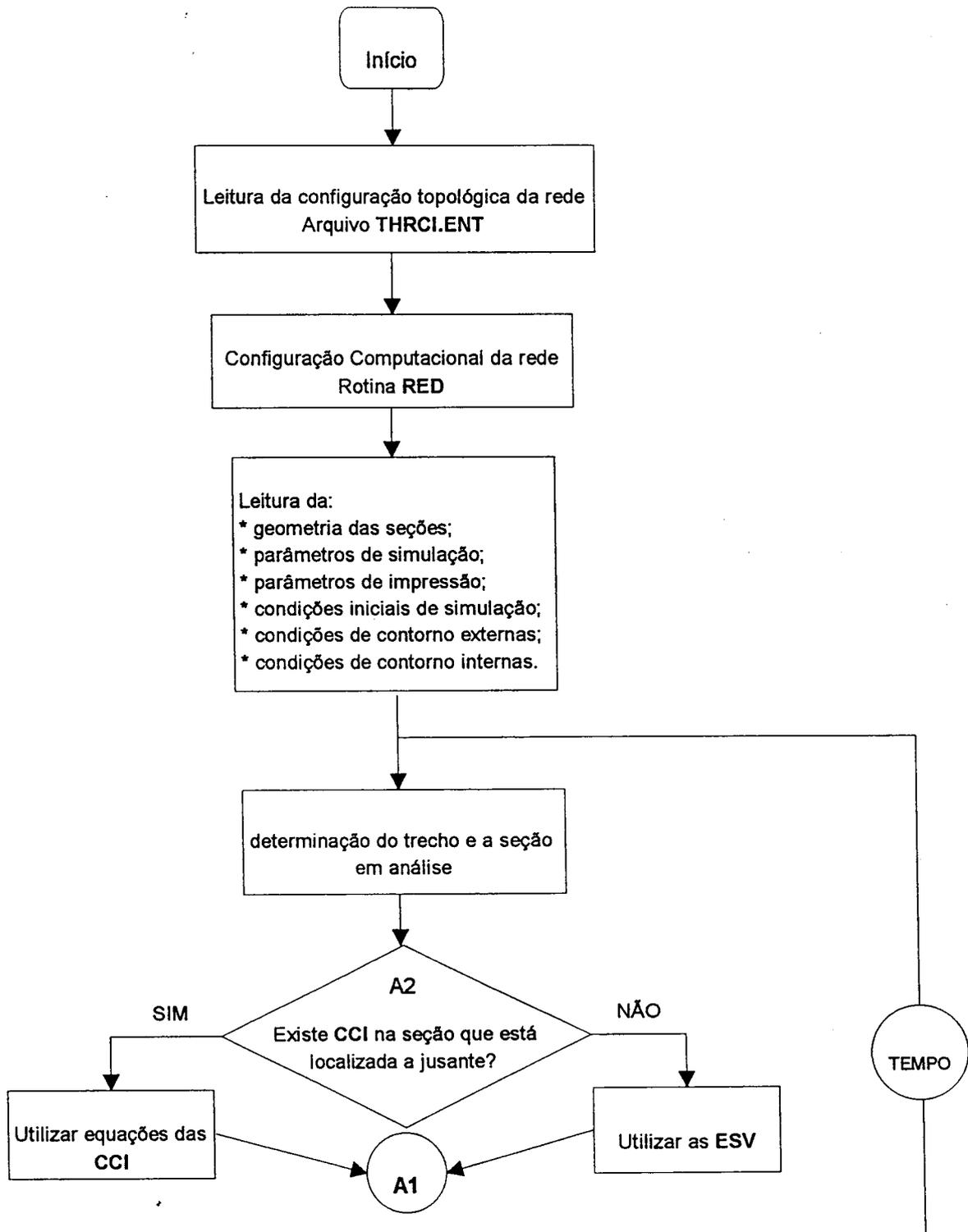
hidráulica).

- **RED**: rotina do modelo NOPRES (VILLANUEVA, 1990). Monta o esquema da configuração topológica e a numeração das seções a ser usada pelo modelo.
- **SIMQ**: rotina da I.B.M. para solução de sistemas de equações lineares. Resolve o sistema fornecendo o valor dos  $\Delta y$  nos nós.
- **VALEXT**: determina os valores extremos (máximo e mínimo) calculados pelo modelo das variáveis dependentes **Q** e **Y** em cada seção da rede.
- **VOLRED**: rotina do modelo NOPRES (VILLANUEVA, 1990). Calcula o volume total da rede, utilizado para o cálculo de erros.
- **WEIRS**: calcula os coeficientes **A,B,C,D,G,A',B',C',D',G'**, das equações em vertedouros longitudinais.

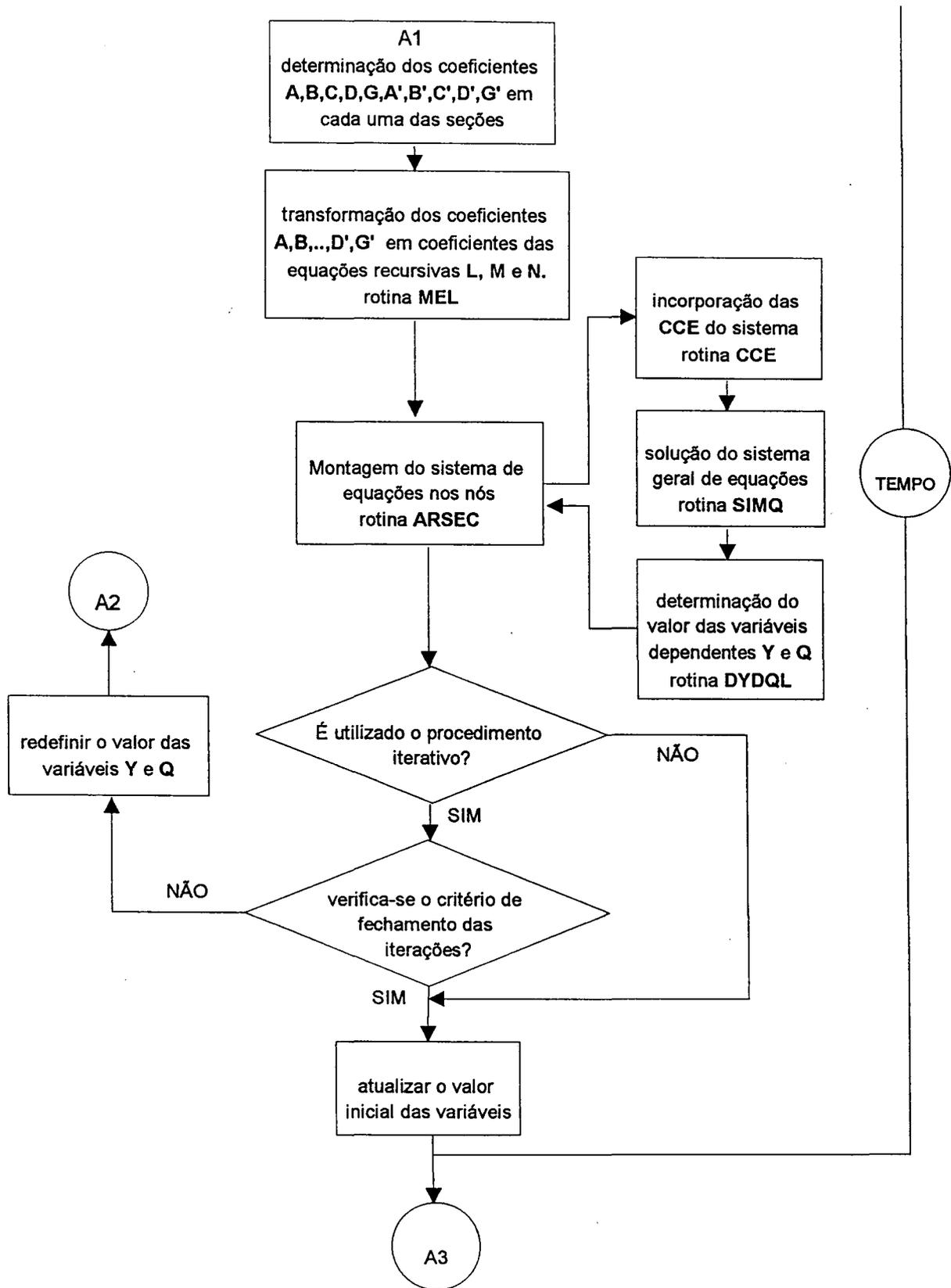
**Function:**

- **FINT**: desenvolvida pelo prof. C.E.M. TUCCI. Determina o valor de uma variável dependente "**D = f(I)**", sendo que a relação **D(I)** foi definida por pontos. Utiliza um procedimento de interpolação linear.

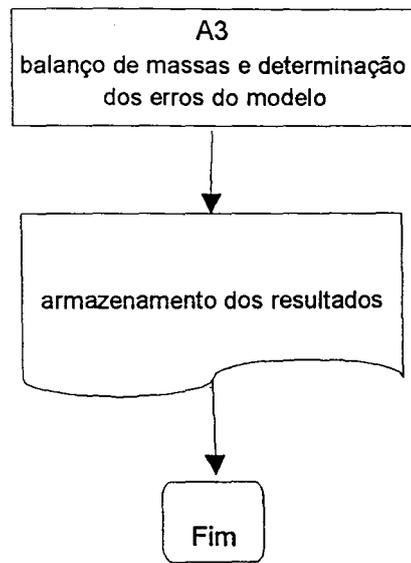
Modelo HICAIR  
Hidrodinâmico em CANais de IRrigação  
BRUSA (1994)



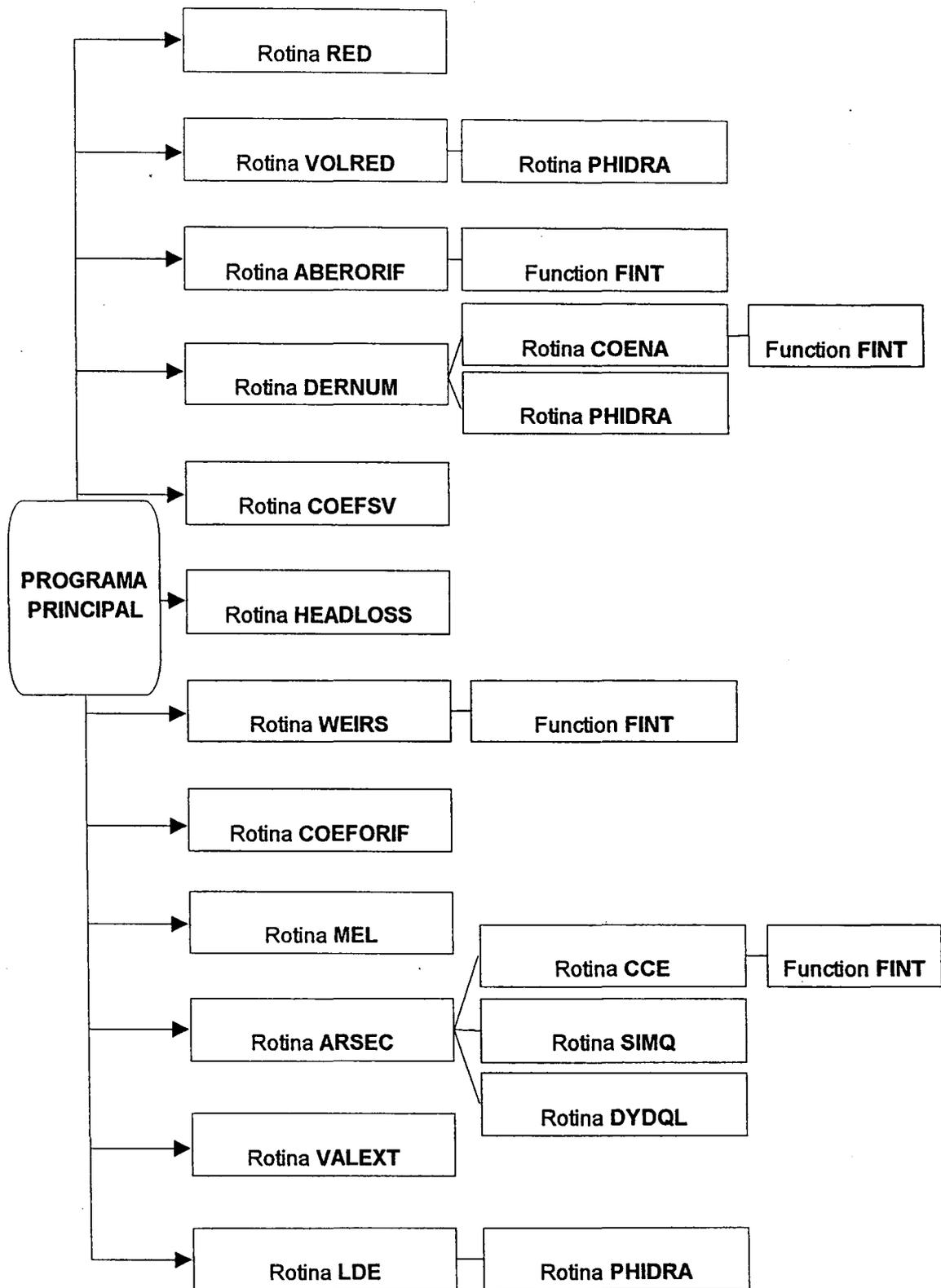
Fluxograma 3.02 Modelo HICAIR - Funcionamento computacional.



Fluxograma 3.02 Modelo HICAIR - Funcionamento computacional.  
(continuação)



Fluxograma 3.02 Modelo HICAIR - Funcionamento computacional.  
(continuação)



Fluxograma 3.03 Sequência de chamadas do modelo HICAIR

## CAPÍTULO 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A formulação matemática que representa o escoamento não-permanente a superfície livre em rede de canais de irrigação desenvolvida no capítulo anterior foi montada no modelo matemático denominado HICAIR. A seguir será testado seu funcionamento comparando seus resultados com exemplos teóricos extraídos da literatura e/ou analisando a consistência física dos resultados mediante a observação de parâmetros de controle, tais como: a) linha de energia<sup>18</sup>, b) balanço dos volumes d'água que há no sistema<sup>19</sup> e c) iniciando a simulação a partir das condições iniciais, logo aplicando o estado de transiente e deixando-lhe durante o tempo em que ele atua e após retirando-lhe, os valores das variáveis de estado deveriam voltar à mesma condição que tinham no início da simulação.

### 4.1 APLICAÇÃO n° 1: MODELO HIDRODINÂMICO EM REDES

Com o objetivo de testar o funcionamento do modelo matemático desenvolvido, adotou-se as redes de canais exibidas na figura 4.1 pertencente ao trabalho apresentado por JOLIFFE (1984), o qual utiliza o esquema implícito de Preissmann e a técnica iterativa de Newton-Raphson, bem como as características geométricas das redes e os parâmetros de simulação. As redes de canais, características geométricas, parâmetros de simulação e os resultados obtidos empregando estes dados serão apresentados a seguir.

As características geométricas e hidráulicas dos canais<sup>20</sup> estão representadas na tabela 4.1.

---

<sup>18</sup> A linha de energia sempre diminui no sentido do fluxo, a exceção corresponde à existência de uma estação de recalque situada na direção do escoamento, que produz um ganho de energia no fluxo.

<sup>19</sup> Dois tipos de erros são analisados; o primeiro denominado absoluto, determina o erro numérico acumulado em função dos volumes d'água que ingressam, estão acumulados e saem do sistema, em relação ao volume calculado pelo modelo em função das cotas e vazões em cada seção computacional do sistema. O segundo denominado erro relativo, determina para cada intervalo de tempo o erro numérico em função da diferença de armazenamento existente no sistema entre dois intervalos de tempo consecutivos, em relação a um volume fixo (volume inicial ou volume máximo da rede). A vantagem de analisar este tipo de erro é poder seguir a sua evolução no tempo.

<sup>20</sup> As redes de canais representadas na figura 4.1 nas três redes consideradas, possuem as mesmas características geométricas e hidráulicas.

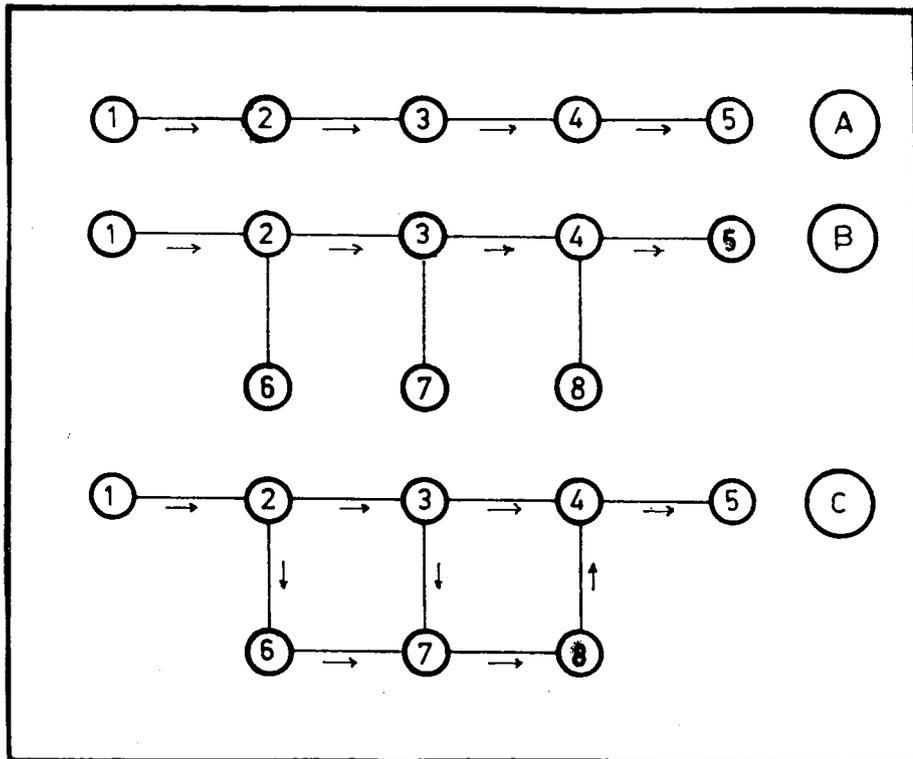


Figura 4.1 Redes de Canais

A CCE considerada no extremo de montante nas três redes de canais são o hidrograma triangular mostrado na figura 4.2, o qual é aplicado no nó 1; no extremo de jusante é uma curva-chave aplicada no nó 5 e um hidrograma de vazão nula aplicado nos nós 6, 7 e 8 da rede B.

Tabela 4.1 Características da rede de canais - dados (FONTE: JOLIFFE, 1984)

Variável <sup>21</sup>	Símbolo	Valor
Largura de fundo	b (m)	5,00
Rugosidade de Manning	n	0,02
Talude lateral	z	1,00
Comprimento do canal	L (m)	1000,00
Declividade do fundo	So (m/km)	0,10

As condições iniciais foram obtidas mediante a simulação em regime permanente do fluxo base ( $Q = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$ ) do hidrograma da figura 4.2 estando na tabela 4.2 os resultados da vazão que escoava em cada um dos trechos.

<sup>21</sup> Os valores das variáveis dos canais apresentados nesta tabela são iguais para todos os trechos existentes nas três redes da figura 4.1.

Tabela 4.2 Vazão que escoar por cada trecho (Condições Iniciais)<sup>22</sup>

Trecho	Nó M.	Nó J.	Qmáx. - Rede A		Qmáx. - Rede B		Qmáx. - Rede C	
			[m <sup>3</sup> /s]	[%] <sup>23</sup>	[m <sup>3</sup> /s]	[%]	[m <sup>3</sup> /s]	[%]
1	1	2	0,170	100,00	0,170	100,00	0,170	100,00
2	2	3	0,170	100,00	0,170	100,00	0,091	53,53
3	3	4	0,170	100,00	0,170	100,00	0,072	42,35
4	4	5	0,170	100,00	0,170	100,00	0,170	100,00
5	2	6	- - -	- - -	0,000	0,00	0,079	46,47
6	3	7	- - -	- - -	0,000	0,00	0,019	11,18
7	8	4	- - -	- - -	0,000	0,00	0,098	57,65
8	6	7	- - -	- - -	- - -	- - -	0,079	46,47
9	7	8	- - -	- - -	- - -	- - -	0,098	56,65

Nó M. : nó localizado a montante do trecho;

Nó J. : nó localizado a jusante do trecho; e

Qmáx. : vazão máxima; [%] referido à vazão do trecho 1.

A condição de transiente é provocada pelo hidrograma triangular representado na figura 4.2. O tempo total de execução foi de 9 horas, simulados em intervalos de 4 minutos, os trechos foram subdivididos a cada 100 metros e o coeficiente  $\theta = 0,67$ . Neste caso o número de Courant (nas condições iniciais) é aproximadamente igual a 3,36. Os valores previamente definidos, assim como a numeração dos nós coincidem com os adotados por JOLIFFE para facilitar a comparação dos resultados.

Os resultados são similares aos valores obtidos por JOLIFFE (1984) quanto à altura d'água máxima em cada um dos nós, assim como na posição do tempo de pico; enquanto aos valores vazão não é possível realizar comparação nenhuma já que, no trabalho de JOLIFFE (1984) não foram publicados resultados calculados de vazão. Da análise das figuras 4.3 até 4.8 pode-se concluir que:

- o aumento no volume de armazenamento nas redes provoca vários efeitos: (a) num mesmo nó, os níveis máximos d'água e a vazão do pico diminuem desde a rede "A" até a "C"; (b) a maior capacidade volumétrica das redes retarda a drenagem da onda de escoamento;
- como pode ser observado nas figuras 4.5 e 4.7, o tempo de pico da vazão máxima na rede "B" é maior que nas outras duas, isto é atribuído à superposição das ondas que escoam pelos trechos (1),(2),(3) e (4) e a onda "refletida" dos trechos secundários (5),(6) e (7) (tabela 4.2 - figura 4.1). Sendo que a numeração dos trechos está em direta relação com a tabela 4.2.
- O amortecimento da rede B com relação à rede A envolve o uso dos canais

<sup>22</sup> Referidos às condições iniciais.

<sup>23</sup> Referidos à vazão que ingressa no nó número 1

secundários sem fluxo para o amortecimento.

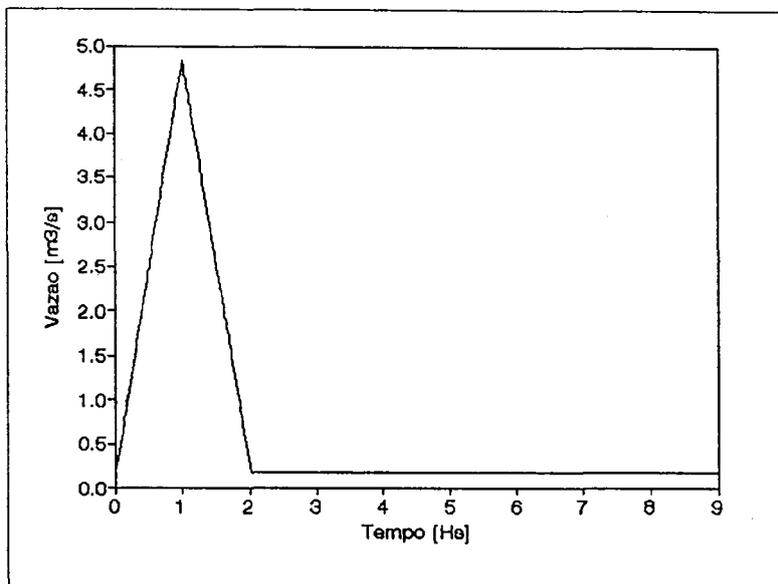


Figura 4.2 Hidrograma ingressante no trecho 1.

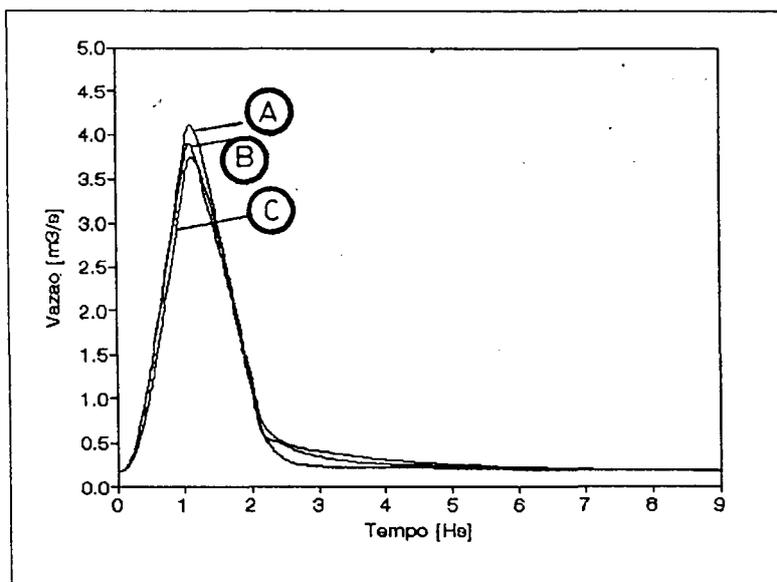


Figura 4.3 Nó 2 - Hidrogramas das três redes de canais.

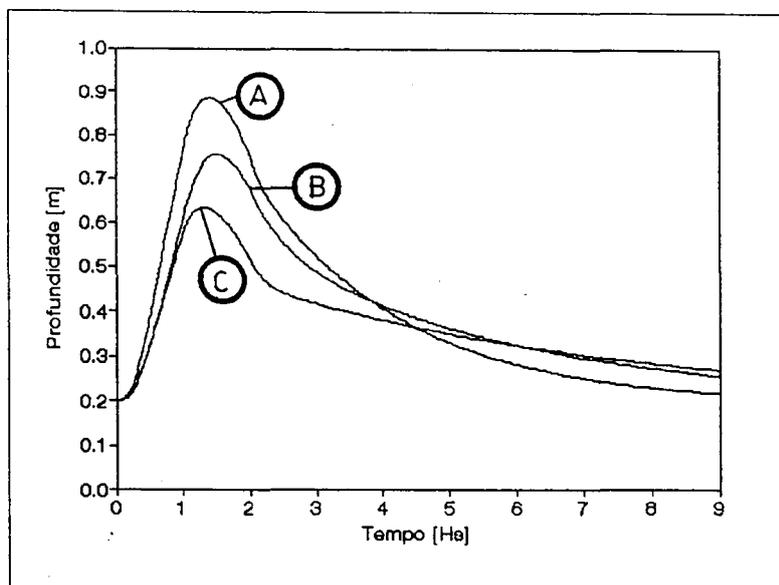


Figura 4.4 Nó 2 - Cotogramas das três redes de canais.

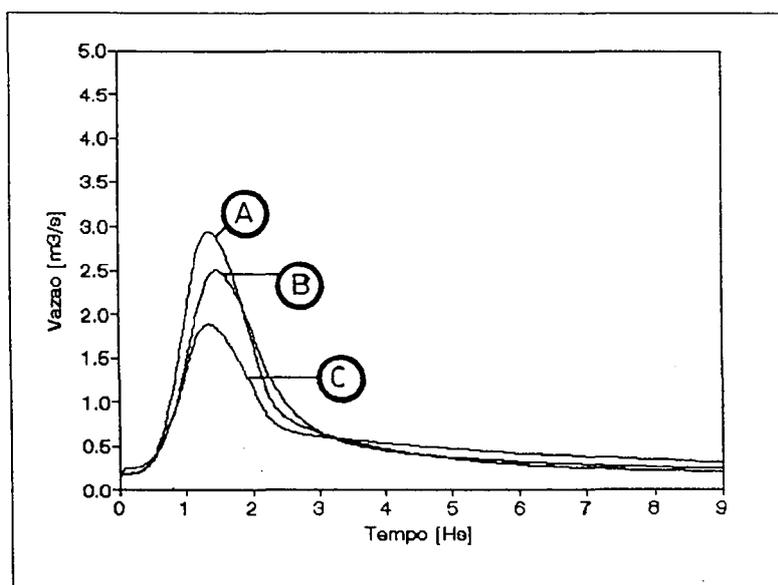


Figura 4.5 Nó 3 - Hidrogramas três redes de canais.

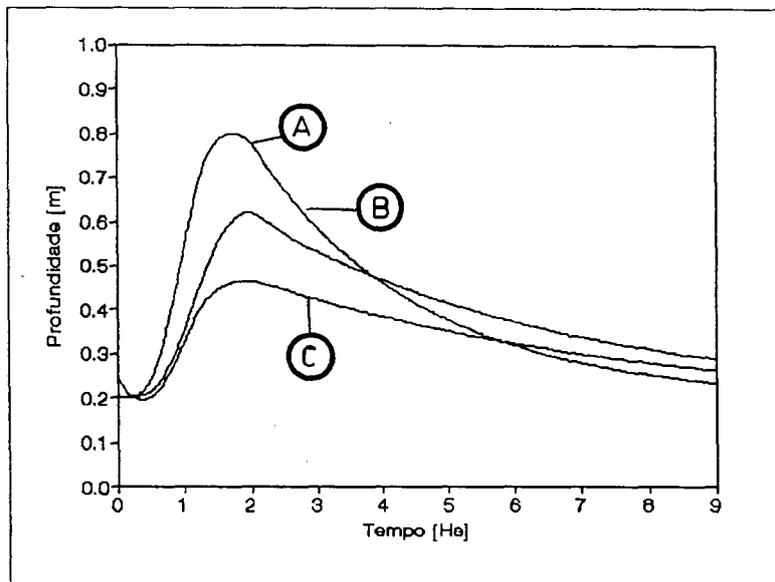


Figura 4.6 Nó 3 - Cotagramas das três redes de canais.

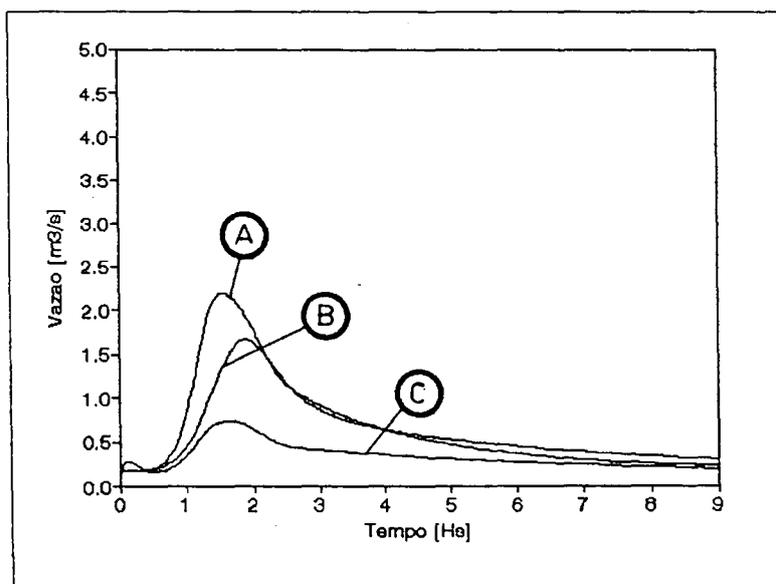


Figura 4.7 Nó 4 - Hidrogramas das três redes de canais.

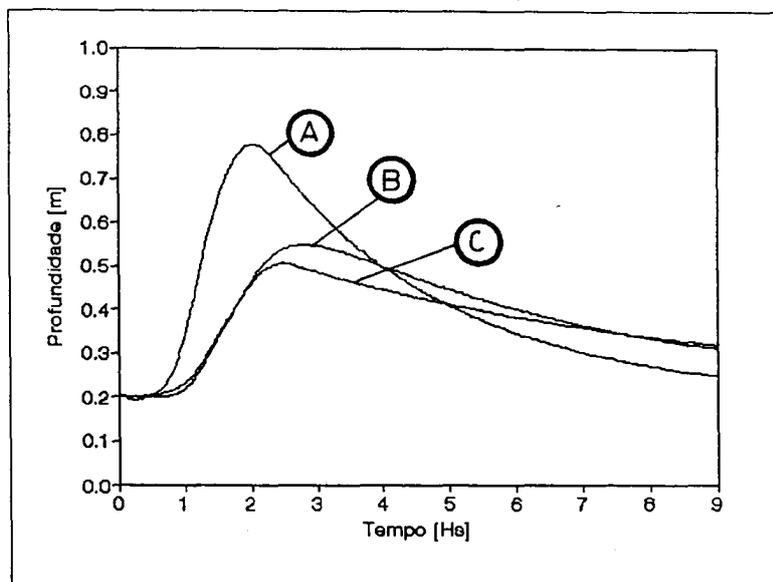


Figura 4.8 Nó 4 - Cotogramas das três redes de canais.

Nesta aplicação foi demonstrada a qualidade do modelo como ferramenta para determinar as condições iniciais mediante simulação em regime permanente. a segunda utilidade do modelo é como elemento de ajuda no projeto de novas redes e/ou mudanças nas existentes, já que para cada hidrograma introduzido nas redes é possível determinar a cota da borda livre do canal levando em consideração a linha envolvente de profundidades máximas. O terceiro uso do modelo, é a verificação das hipóteses assumidas na etapa do projeto dos canais, no referente à distribuição do fluxo em cada trecho. Quanto ao balanço de volumes d'água dentro das redes, o erro numérico produzido pelo modelo foi inferior a 2% dos volumes d'água ingressantes no sistema.

## 4.2 APLICAÇÃO n° 2: COMPORTAS TELECOMANDADAS

O objetivo desta aplicação é verificar o funcionamento do algoritmo computacional desenvolvido no item (3.3.5.5). Para este fim foram considerados os dados apresentados nas tabelas 4.3, 4.4 e 4.5 pertencentes ao exemplo teórico proposto por REDDY (1990), cujo layout está exibido na figura 4.9.

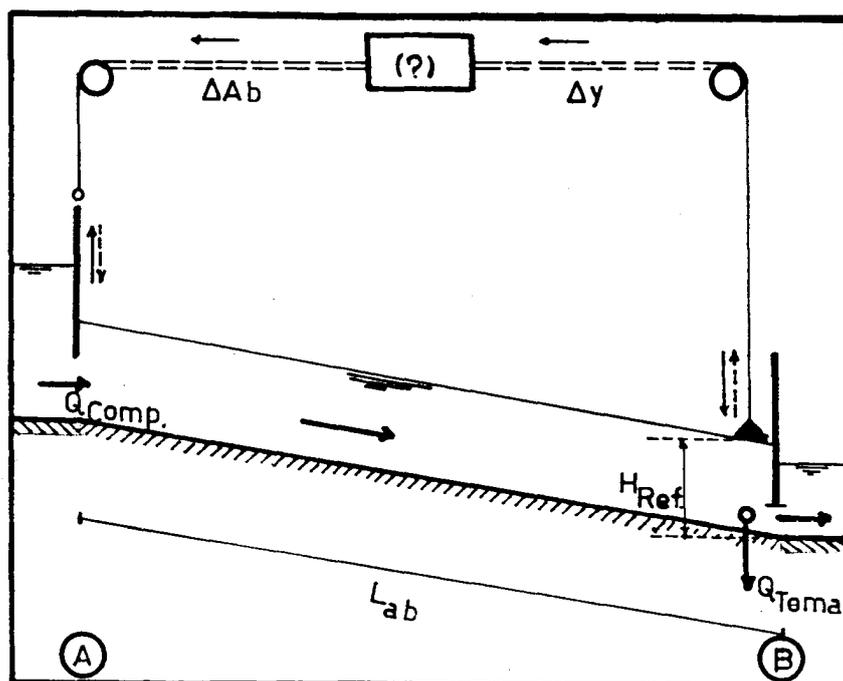


Figura 4.9 "Layout" do sistema.

O trecho regulado descrito na figura 4.9 está limitado por um orifício de abertura fixa situado no extremo de jusante e, por uma comporta telecomandada localizada no extremo de montante que é acionada em função da magnitude do desvio entre o nível real e o considerado como objetivo ou meta. A seção objetivo está localizada no extremo de jusante do trecho regulado, nas proximidades da tomada lateral ( $T_L$ ); o nível considerado como objetivo permanece constante no tempo e é igual a 1,18 m, a sensibilidade no desvio do nível é de  $\pm 0,01$  m. Estes valores adotados garantem uma vazão aproximada de  $0,52 \text{ m}^3/\text{s}$ , que passa através do orifício de jusante.

As CCE utilizadas são:

- montante: reservatório de nível constante (3,20 m);
- jusante : reservatório de nível constante (1,14 m); e hidrograma na tomada lateral ( $Q_{Tom}$ ).

Tabela 4.3 Características do sistema. FONTE: REDDY (1990).

Variável	Símbolo	Valor
Largura de fundo	b (m)	1,70
Rugosidade de Manning <sup>24</sup>	n	0,02
Talude lateral	z	1,00
Comprimento do canal	L (m)	5000,00
Declividade do fundo	So (m/km)	0,30

Tabela 4.4 Orifício de abertura fixa - dados. FONTE: REDDY (1990).

Variável	Símbolo	Valor
Abertura	$A_{b2}$ (m)	0,40
Largura	L (m)	1,70
Coeficiente de descarga	$Cd_2$	0,75

Tabela 4.5 Comporta Telecomandada - dados. FONTE: REDDY (1990).

Variável	Símbolo	Valor
Abertura (inicial)	$A_{b1}$ (m)	0,80
Largura	L (m)	1,70
Coeficiente de Descarga	$Cd_1$	0,75
Sensibilidade ao movimento	SenSi (m)	$\pm 0,01$

As condições iniciais foram obtidas mediante a simulação em regime permanente do sistema, considerando à comporta telecomandada como se fosse um orifício de abertura fixa ( $A_{b1} = 0,80$  m), um hidrograma de vazão constante é considerado na tomada lateral ( $Q_{Toma} = 2,50$  m<sup>3</sup>/s) e um nível de 1,18 m na seção de referência. A condição de transiente foi provocada na tomada lateral.

<sup>24</sup> Na publicação não foi fornecido este valor, sendo estimado mediante simulação em regime permanente utilizando um procedimento de tentativa e erro.

Tabela 4.6 Comporta Telecomandada - parâmetros de funcionamento.

Desvio ( $\Delta$ ) (m) <sup>25</sup>	Velocidade de movimento da comporta ( $V_G$ )
< SenSi	0,000
SenSi < $\leq$ 0,025	0,025
0,025 < $\leq$ 0,075	0,075
> 0,075	0,100

Para avaliar o funcionamento do algoritmo, dois exemplos serão aplicados. Em cada um deles a condição de transiente consistirá em fazer variar o hidrograma na tomada lateral ( $Q_{TOMA}$ ) desde a vazão inicial do regime permanente, passando pelo transiente e retornando finalmente ao valor inicial. Sob estas condições no final da simulação as variáveis ( $Q$ ,  $y$  e  $Ab$ .) deveriam retornar aos valores que tinham no início da simulação.

No primeiro exemplo, a vazão na tomada lateral ( $Q_{TOMA}$  - figura 4.10) variou de 2,50 até 2,75 m<sup>3</sup>/s num intervalo de tempo de 15 minutos, permanecendo neste valor durante 10 horas e 15 minutos, retornando nos próximos 15 minutos ao valor inicial de 2,50 m<sup>3</sup>/s.

Interpretando os pares de figuras 4.11-4.12 e 4.14-4.15, pode-se observar que a comporta telecomandada é "acionada" pelo algoritmo unicamente no momento em que o nível d'água na seção de referência sai da faixa de sensibilidade e sua tendência é desfavorável. Nas figuras 4.10 e 4.13 pode ser visto como varia a vazão que passa sob a comporta telecomandada ( $Q_{Comp.}$ ), a qual irá restabelecer o nível objetivo na seção de referência.

Finalizada a simulação dos dois exemplos, as variáveis  $Q$ ,  $y$  e  $Ab$ . retornam a seus valores iniciais (figuras 4.10 a 4.15).

<sup>25</sup> Na publicação de REDDY (1990), estes parâmetros não são indicados, já que o algoritmo por ele desenvolvido é de características diferentes.

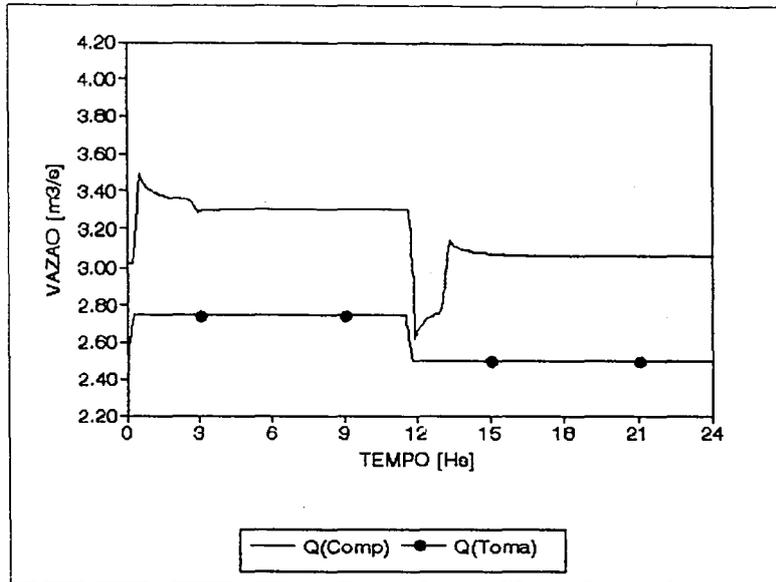


Figura 4.10 Hidrograma na tomada lateral ( $Q_{Toma}$ ) e na comporta telecomandada ( $Q_{Comp}$ ).

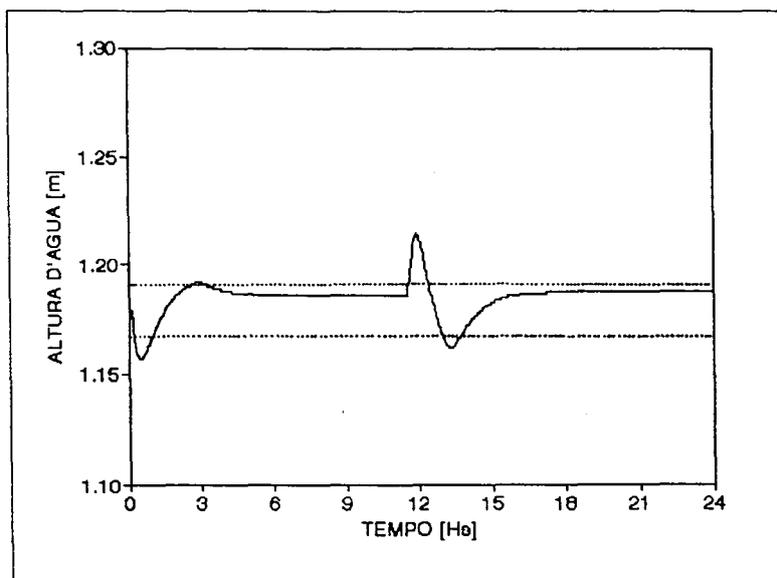


Figura 4.11 Altura d'água na seção de referência.

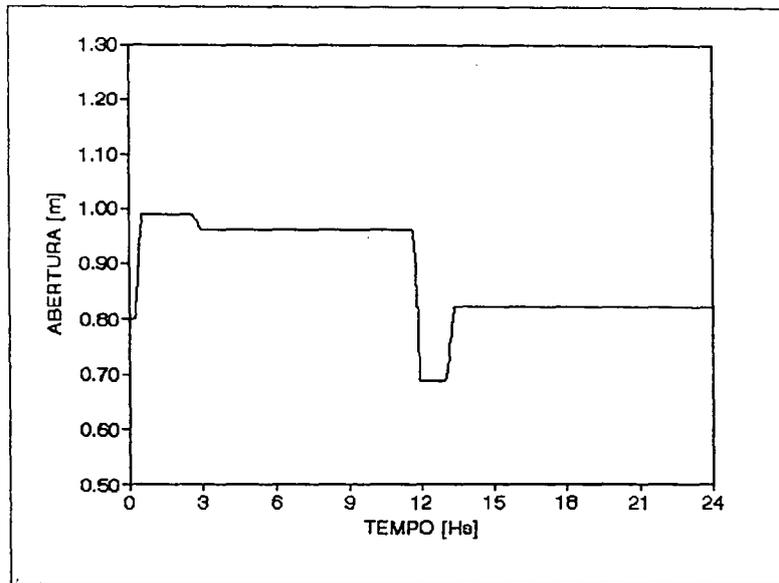


Figura 4.12 Abertura da comporta telecomandada.

No segundo exemplo, fez-se variar  $Q_{Toma}$  desde 2.50 até 2.25  $m^3/s$  num intervalo de tempo de 15 minutos, ficando constante neste valor durante 10 horas e 15 minutos, retornando ao valor inicial de 2,50  $m^3/s$ .

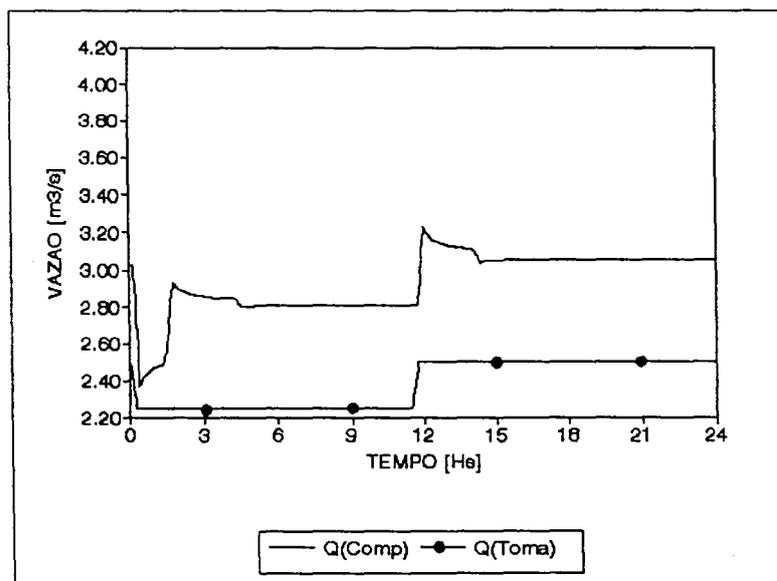


Figura 4.13 Hidrograma na tomada lateral ( $Q_{Toma}$ ) e na comporta telecomandada ( $Q_{Comp}$ ).

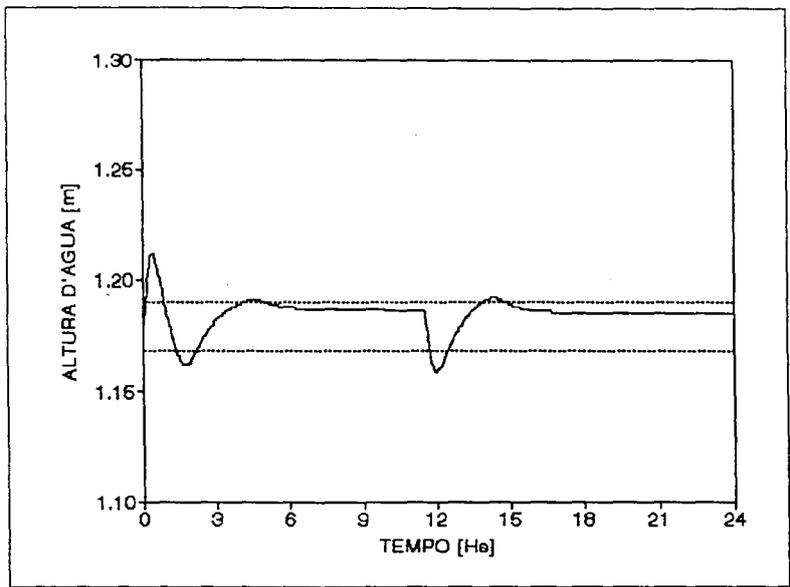


Figura 4.14 Altura d'água na seção de referência.

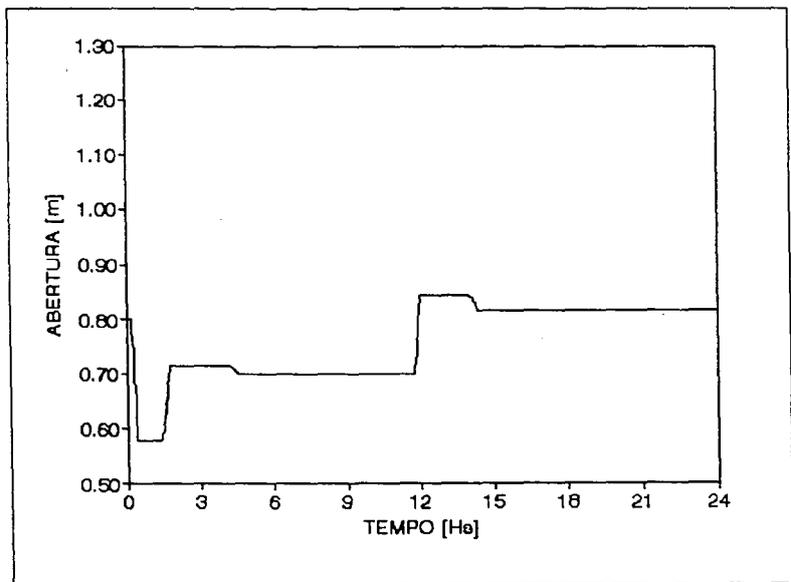


Figura 4.15 Abertura da comporta telecomandada.

O modelo demonstrou boa resposta quando utilizado como instrumento de regulação. Os resultados obtidos são similares a trabalhos de iguais características (embora o procedimento por eles utilizados seja diferente), essas similitudes estão referidas ao tempo excessivo que demora o sistema a alcançar uma nova estabilidade, sendo que as perturbações (condições de transientes) aplicadas são de pequena magnitude (menor que 10% da vazão de equilíbrio), isto é, justificável já que a distância que separa a seção de controle de níveis e a localização do regulador é grande (5000 m). Uma situação de ocorrência previsível é que quando o valor da faixa de sensibilidade diminui, o tempo que demora o sistema em lograr sua estabilização aumenta, podendo até suceder que a mesma não seja alcançada por instabilidade hidráulica e numérica. O intervalo de tempo de simulação foi variando de 30 segundos até 5 minutos, observou-se que a medida que o intervalo de tempo aumentava, o mesmo sucedia com o tempo que demorava o sistema em estabilizar-se, e com o desvio no valor das variáveis de estado ( $Q$ ,  $y$  e  $Ab$ ) em relação aos valores de equilíbrio.

#### 4.3 APLICAÇÃO n° 3: COMPORTAS AUTOMÁTICAS DE REGULAÇÃO POR JUSANTE (AVIS e AVIO) - CANAIS ALINHADOS.

O objetivo desta aplicação é testar o funcionamento dos algoritmos desenvolvidos nos itens (3.3.5.3) e (3.3.5.4). O sistema apresentado na figura 4.16 consiste num canal dividido em cinco trechos alinhados, sendo que no extremo de jusante do trecho número 2 existe uma comporta automática do tipo AVIO 200/630<sup>26</sup> e no extremo final do trecho 3 há uma comporta automática tipo AVIS 180/335<sup>27</sup>. As características geométricas dos canais e das comportas são apresentadas nas tabelas 4.7 e 4.8, respectivamente.

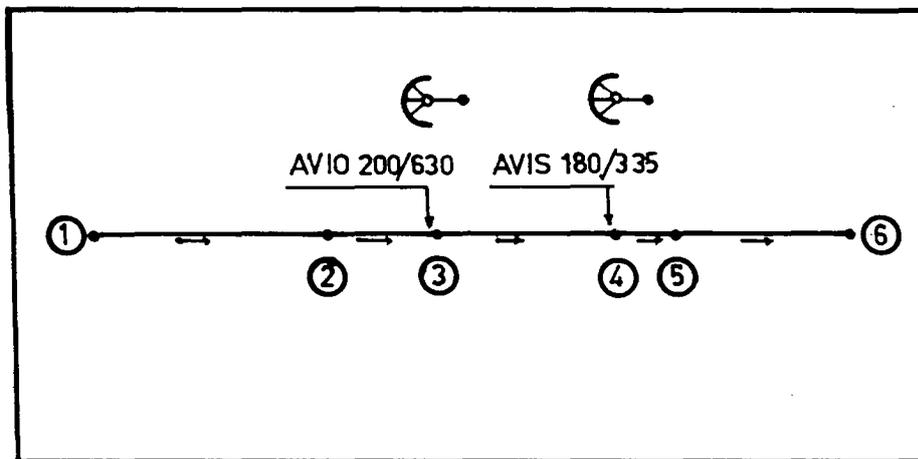


Figura 4.16 Layout do sistema.

As CCE consideradas são: um reservatório de profundidade constante ( $h = 2,757$  m) no extremo de montante e um hidrograma definido pela variação de  $Q_{jus}$  (figura 4.17) no extremo de jusante. A condição de transiente é provocada no extremo de jusante do trecho 5 (nó número 6 da figura 4.16).

<sup>26</sup> Uma comporta AVIO 200/630, significa que a distância desde o E.C.-R. ao tabuleiro da comporta (também conhecida como raio da comporta) é de 200 cm. A seção de passo do escoamento sob a mesma é de  $630 \text{ dm}^2$  (ALSTHOM FLUIDES/NEYRTEC, s.d.).

<sup>27</sup> Uma comporta AVIS 180/335 significa que a distância desde o E.C.-R. ao tabuleiro da comporta é de 180 cm, e a largura na base de fundo do tabuleiro é de 335 cm (ALSTHOM FLUIDES/NEYRTEC, s.d.).

Tabela 4.7 Dados dos canais.

Trecho	Nó M.	Nó J.	Q <sub>máx.</sub> [m <sup>3</sup> /s]	L [m]	b [m]	z V:H	So [m/m]	n
1	1	2	9,508	2200	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016
2	2	3	9,508	1100	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016
3	3	4	9,508	1750	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016
4	4	5	9,508	575	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016
5	5	6	9,508	1700	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016

Nó M. : nó de montante;

Nó J. : nó de jusante;

Q<sub>máx.</sub> : vazão máxima;

L : comprimento do canal;

b : largura de base do canal;

z : talude lateral do canal;

So : declividade do fundo canal; e

n : coeficiente de Manning.

Tabela 4.8 Identificação e dimensões das comportas.

Comporta	Trecho	R cm	r cm	h cm	L cm	H <sub>E.C.R.</sub> cm	a cm	b cm	c cm	Cd
Comp1 - AVIO 200/630	2	355	200	180	355	212	--	--	--	0,80
Comp2 - AVIS 180/335	3	280	180	--	--	180	445	335	305	0,80

FONTE: ALSTHOM FLUIDES/NEYRTEC (s.d.)

R : distância desde o E.C.R. ao tabuleiro da comporta;

r : distância desde o E.C.R. ao flutuador da comporta;

h : abertura máxima da comporta;

L : largura da comporta;

H<sub>E.C.R.</sub>: altura do E.C.R. da comporta;

a : largura superficial da comporta;

b : largura de fundo da comporta; e

c : abertura máxima da comporta.

A diminuição na vazão demandada no nó 6 gera uma onda positiva que desloca-se na direção de montante atingindo primeiramente à comporta AVIS 180/335 elevando o nível d'água da seção que está a jusante dela e diminuindo a sua abertura (figura 4.18). Ainda continua sendo propagada na direção de montante devendo atravessar o "reservatório" formado pelas duas comportas e os contornos dos canais até finalmente alcançar à comporta AVIO 200/630 (figura 4.19), sendo que os efeitos deste transiente chegam amortecidos pela influência do armazenamento no "reservatório".

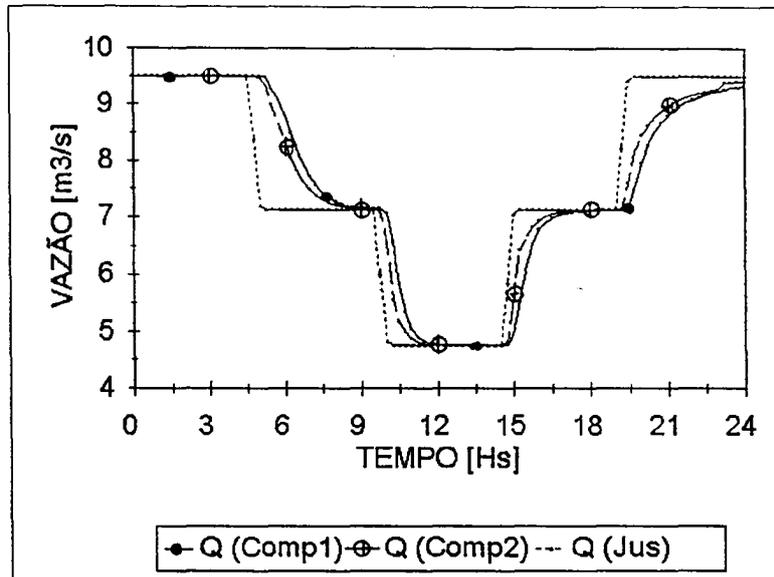


Figura 4.17 Hidrogramas de jusante ( $Q_{jus}$ ), na comporta AVIO 200/630 (Comp1.) e na comporta AVIS 180/335 (Comp2).

Analisando às figuras 4.17 a 4.19 pode-se concluir que:

- os efeitos que provocam a aplicação do transiente no nó 7 é "sentido" com maior intensidade na comporta AVIS 180/335 do que na comporta AVIO 200/630; já que esta comporta situa-se mais perto do nó 7 (lugar onde é aplicada a condição de regime variável). Na comporta AVIO 200/630, os efeitos chegam amortecidos em intensidade e com retardo no tempo pela influência que exerce o "reservatório" de armazenamento formado pelas duas comportas e os limites do canal (figuras 4.18 e 4.19).
- uma vez que a condição de transiente é retirada ( $Q_{jus}$  da figura 4.17, volta ao valor que tinha no início da simulação), as variáveis do escoamento ( $Q$ ,  $y$  e  $Ab$ ) voltam a seus valores iniciais (figuras 4.17 a 4.19).

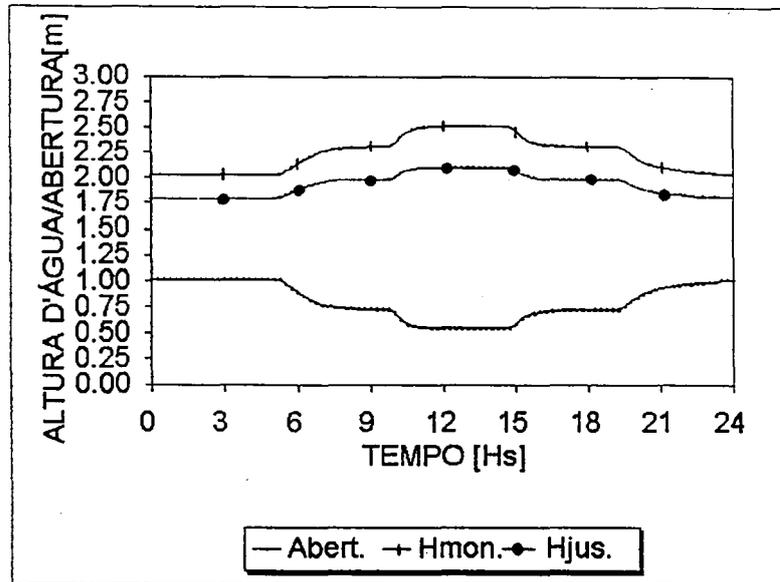


Figura 4.18 Comporta AVIS 180/335 (Comp2) - variáveis do escoamento.

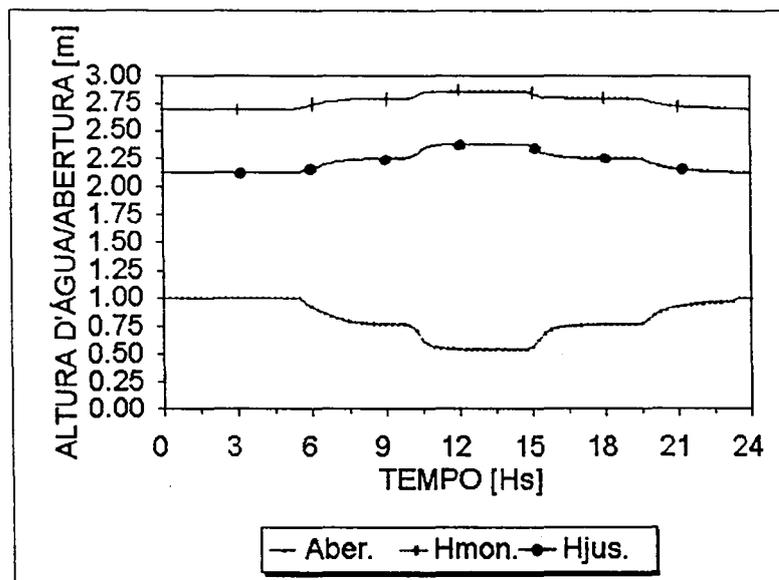


Figura 4.19 Comporta AVIO 200/630 (Comp1) - variáveis do escoamento.

O algoritmo desenvolvido no item 3.3.5.3 (equação 3.55) e o filtrado numérico da altura d'água nas comportas automáticas do item 3.3.5.4 (equações 3.58 e 3.59) respondeu em forma aceitável às condições de transientes propostas (intensidade maior que 75% da vazão de equilíbrio - figura 4.17). A utilidade do modelo como ferramenta de projeto poderia ser extensivo para testar o funcionamento e estabilidade do sistema em resposta a manobras de diversas magnitudes, podendo ser levado em consideração diferentes tipos de comportas e distintas localizações das mesmas.

#### 4.4 APLICAÇÃO n.º 4: REDE DE CANAIS DE IRRIGAÇÃO REGULADO POR COMPORTAS AUTOMÁTICAS AVIS E AVIO.

O objetivo desta última aplicação consiste em avaliar como a rede de canais de irrigação representada na figura 4.20 age a manobras hidráulicas provocadas em pontos externos do sistema.

Este sistema é de configuração topológica simples, mas devido ao tipo e à quantidade de comportas nele incluídas, os regimes de escoamentos considerados, o layout da rede, a intensidade e superposição dos efeitos que provocam os transientes aplicados nos pontos extremos da rede, fazem com que a resposta do sistema possa ser considerada complexa.

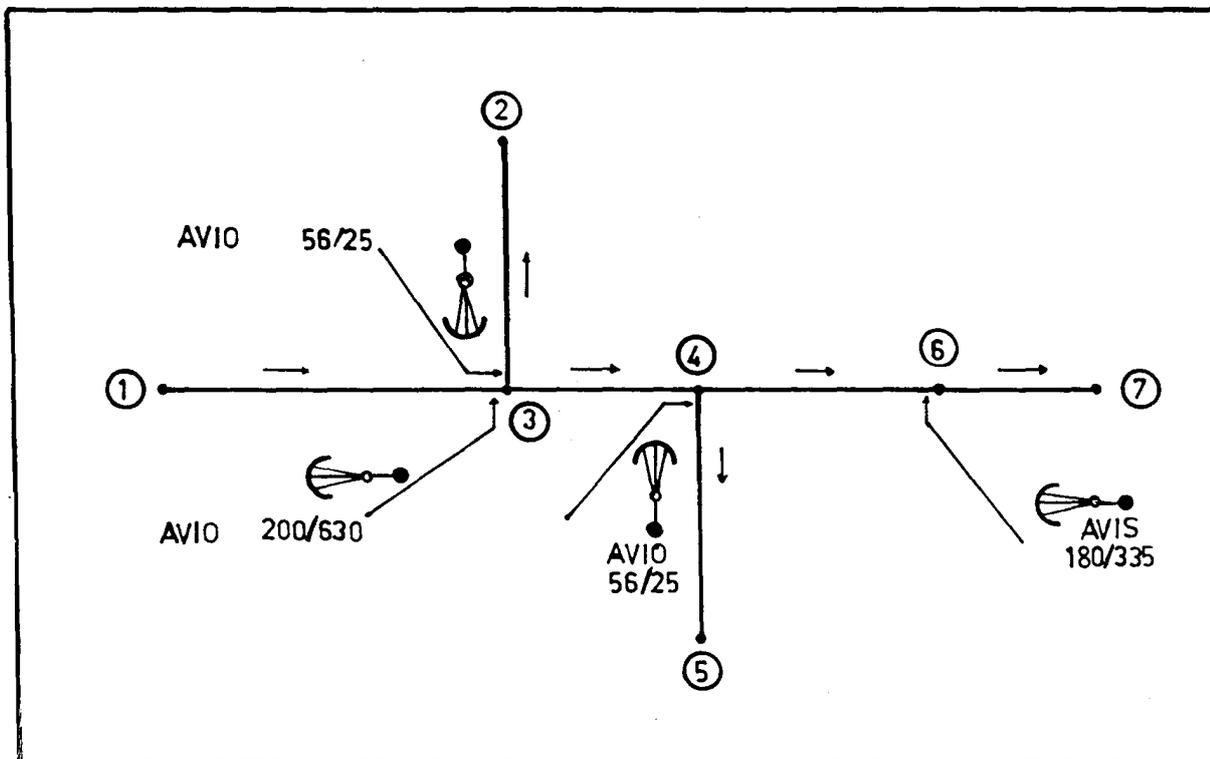


Figura 4.20 Rede de canais de irrigação.

A rede da figura 4.20 está constituída por um canal principal dividido em quatro trechos e dois canais secundários de trecho único. No canal principal existem duas comportas de regulação automática por jusante que funcionam sob condições de fluxo submerso, as mesmas estão situadas nos trechos números 1 (AVIO 200/630) e 3 (AVIS 180/335). No canal secundário número 5 há uma comporta de regulação automática por jusante AVIO 56/25, existindo outra com as mesmas

características no canal secundário 6; estas duas comportas operam todo momento sob condições de fluxo livre. As características dos canais de irrigação e das comportas estão nas tabelas 4.9 e 4.10, respectivamente.

Tabela 4.9 Dados dos canais de irrigação.

Trecho	Nó M.	Nó J.	Q <sub>máx.</sub> [m <sup>3</sup> /s]	[%]	L [m]	b [m]	z V:H	So [m/m]	n
1	1	3	9,508	100,00	2350	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016
2	3	4	9,231	97,09	1250	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016
3	4	6	8,965	94,29	1600	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016
4	6	7	8,965	94,29	1000	2,000	1,00:1,50	0,0001	0,016
5	3	2	0,277	2,91	1600	0,800	1,00:1,50	0,0002	0,016
6	4	5	0,266	2,80	1600	0,800	1,00:1,50	0,0002	0,016

Nó M. : nó de montante;

Nó J. : nó de jusante;

Q<sub>máx.</sub> : vazão máxima; [%] referido à vazão do trecho 1;

L : comprimento do canal;

b : largura de base do canal;

z : talude lateral do canal;

So : declividade do fundo canal; e

n : coeficiente de Manning.

Tabela 4.10 Identificação e dimensões das comportas.

Comporta	Trecho	R cm	r cm	h cm	L cm	H <sub>E.C.R.</sub> cm	a cm	b cm	c cm	Cd
Comp1 - AVIO 200/630	1	355	200	180	355	212	- -	- -	- -	0,80
Comp2 - AVIS 180/335	3	280	180	- -	- -	180	445	335	305	0,80
Comp3 - AVIO 56/25	5	100	56	50	50	60	- -	- -	- -	0,80
Comp4 - AVIO 56/25	6	100	56	50	50	60	- -	- -	- -	0,80

FONTE: ALSTHOM FLUIDES/NEYRTEC (s.d.)

R : distância desde o E.C.R. ao tabuleiro da comporta;

r : distância desde o E.C.R. ao flutuador da comporta;

h : abertura máxima da comporta;

L : largura da comporta;

H<sub>E.C.R.</sub>: altura do E.C.R. da comporta;

a : largura superficial da comporta;

b : largura de fundo da comporta; e

c : abertura máxima da comporta.

A rede de canais apresentada na figura 4.20 possui quatro nós externos, nos quais são aplicadas as seguintes CCE: no nó de montante 1, há um reservatório de nível constante; a jusante estão os nós números 2, 5 e 7 onde são aplicados hidrogramas constantes e variáveis. Utilizando-se estas condições, três aplicações foram feitas.

a.- a primeira aplicação, consiste em aplicar no nó 7 um hidrograma variável (definido por *patamares* de vazão como mostra a figura 4.21), nos nós números 2 e 5 são aplicados hidrogramas constantes cujos valores estão descritos na tabela 4.9. Os resultados finais deste primeiro exemplo podem ser vistos nos gráficos das figuras 4.22 a 4.27.

A comporta AVIS 180/335 (Comp2), será a primeira a sofrer as conseqüências da evolução do transiente que desloca-se desde o nó 7 em direção a montante, propagando os seus efeitos ao "reservatório" limitado pelos contornos dos canais e as quatro comportas. As oscilações observadas nas figuras 4.24 e 4.25 podem ser interpretadas da seguinte maneira: como as demandas nos nós 2 e 5 permanecem constantes e no "reservatório" os níveis estão oscilando (tendendo a uma nova estabilização), a única possibilidade nesta condição é ter oscilações nas alturas de jusante das comportas e na sua abertura. No final da simulação, quando cessa a condição de transiente as variáveis retornam a valores próximos aos iniciais.

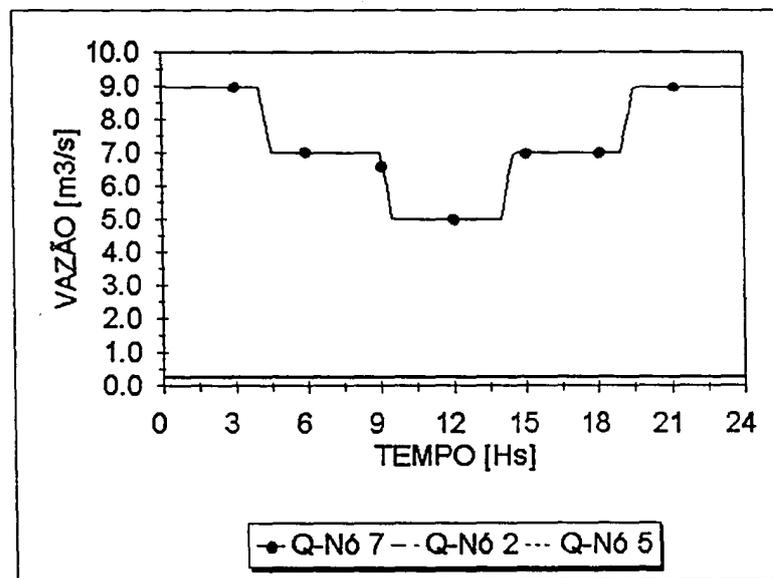


Figura 4.21 Hidrograma aplicados nos nós extremos da rede<sup>28</sup>.

<sup>28</sup> Os hidrogramas aplicados nos nós 2 e 5 aparecem superpostos (seus valores reais estão na tabela 4.9).

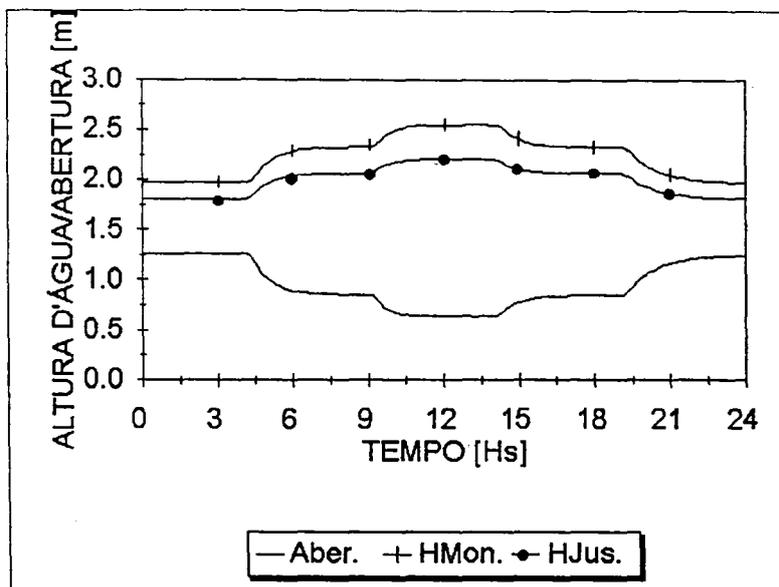


Figura 4.22 Comporta automática AVIS 180/335 (Comp2).

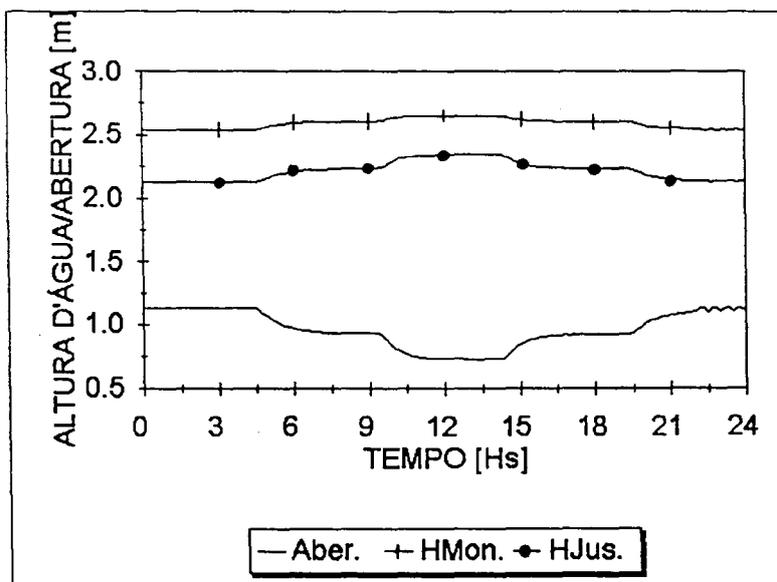


Figura 4.23 Comporta automática AVIO 200/630 (Comp1).

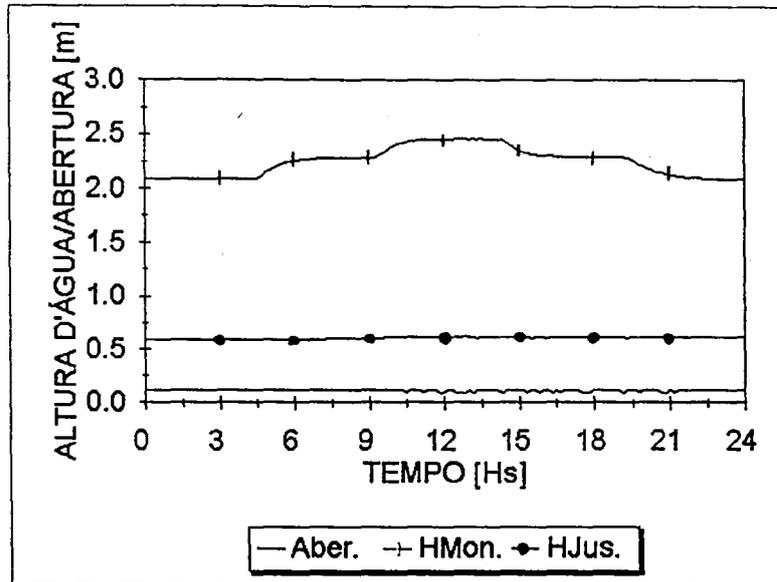


Figura 4.24 Comporta automática AVIO 56/25 (Comp4).

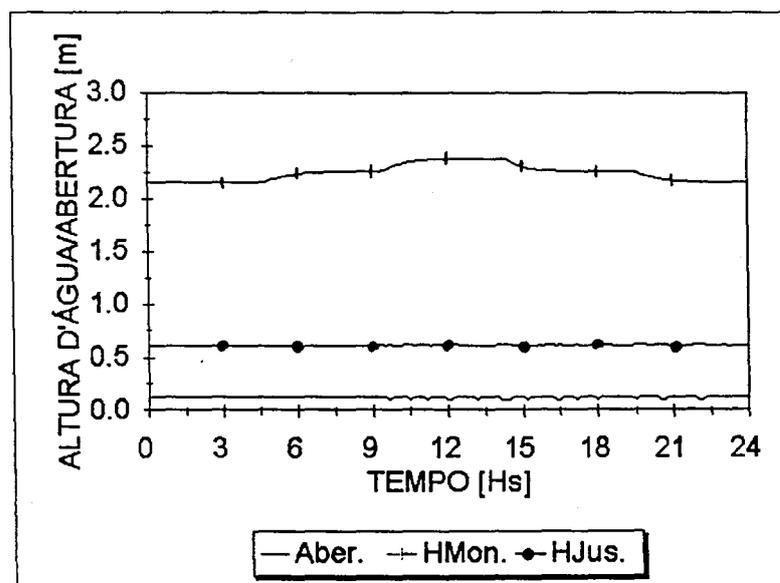


Figura 4.25 Comporta automática AVIO 56/25 (Comp3).

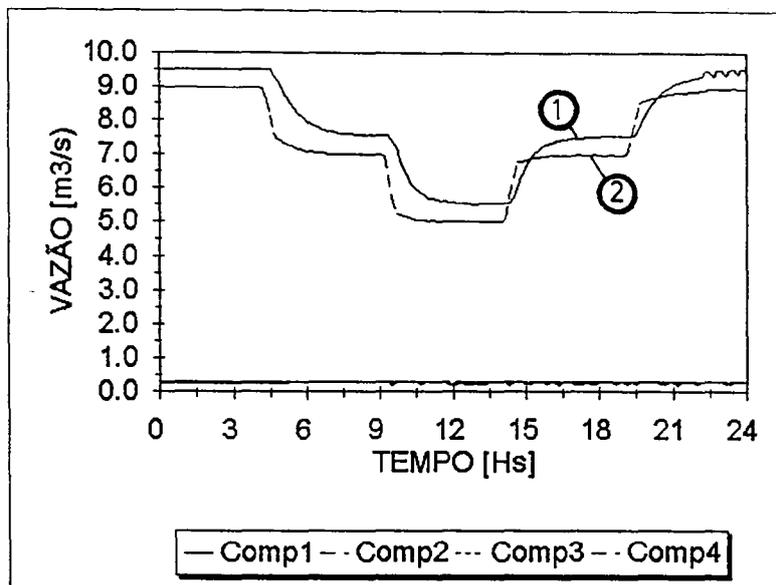


Figura 4.26 Vazão que passa por cada comporta.

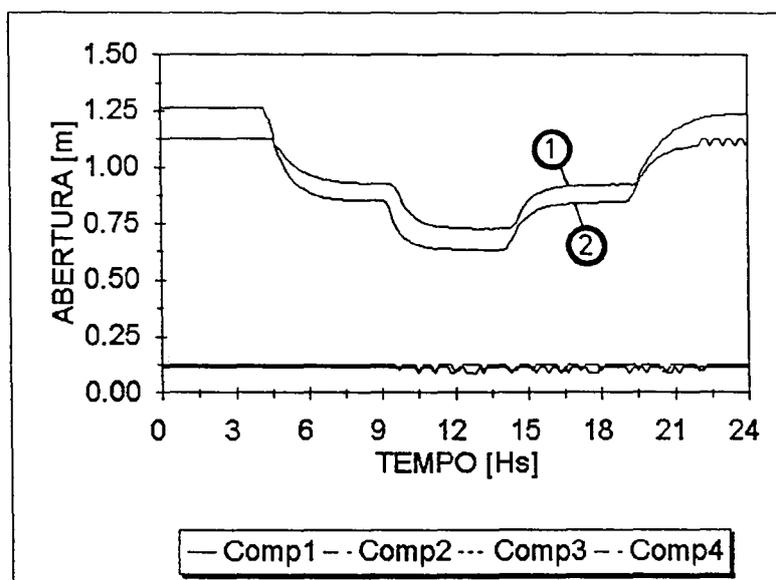


Figura 4.27 Comparação das aberturas de cada comporta.

b.- a segunda aplicação, consiste em aplicar nos nós 2 e 5, hidrogramas variáveis (definidos por *patamares* de vazão -figura 4.28), entretanto no nó número 7 é aplicado um hidrograma constante de 8,965 m<sup>3</sup>/s. Devido a pouca magnitude da condição do transiente aplicado é de esperar que os seus efeitos passem "desapercebidos". Nas figuras 4.28 a 4.33 estão representadas as respostas das principais variáveis do escoamento. Os resultados deste exemplo estão nos gráficos 4.29 a 4.34.

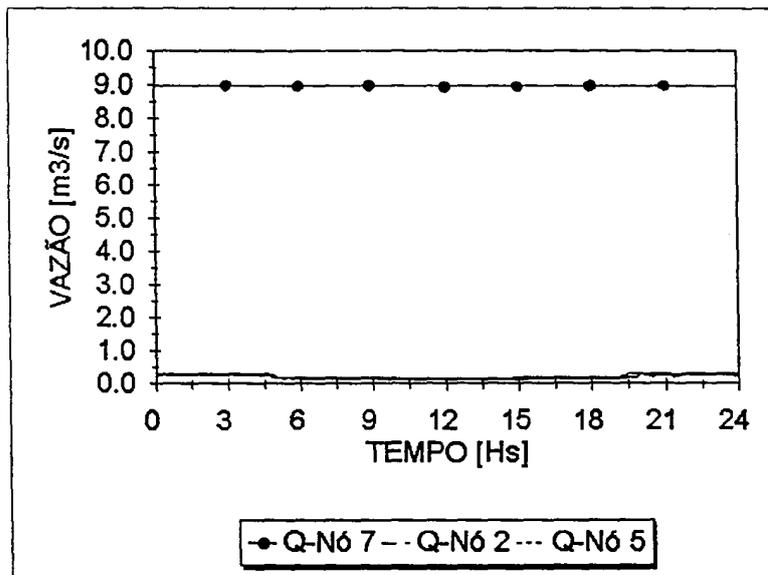


Figura 4.28 Hidrograma aplicados nos nós extremos da rede.

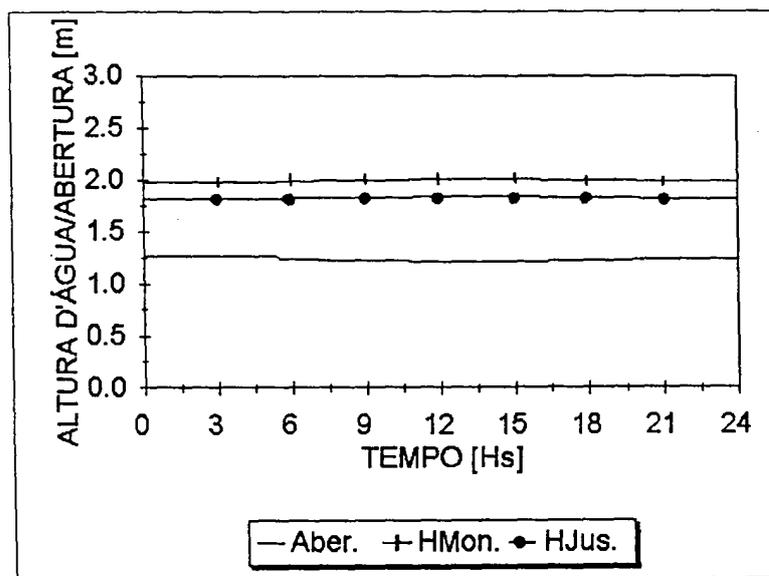


Figura 4.29 Comporta automática AVIS 180/335 (Comp2).

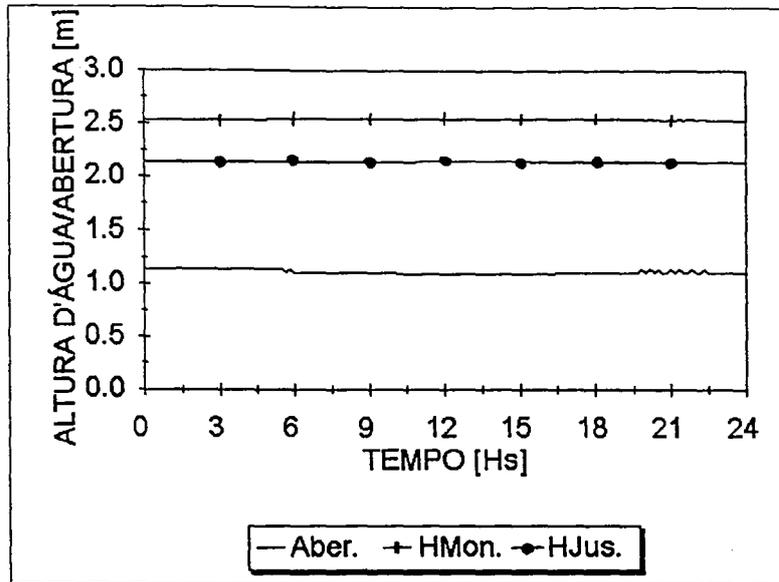


Figura 4.30 Comporta automática AVIO 200/630 (Comp1).

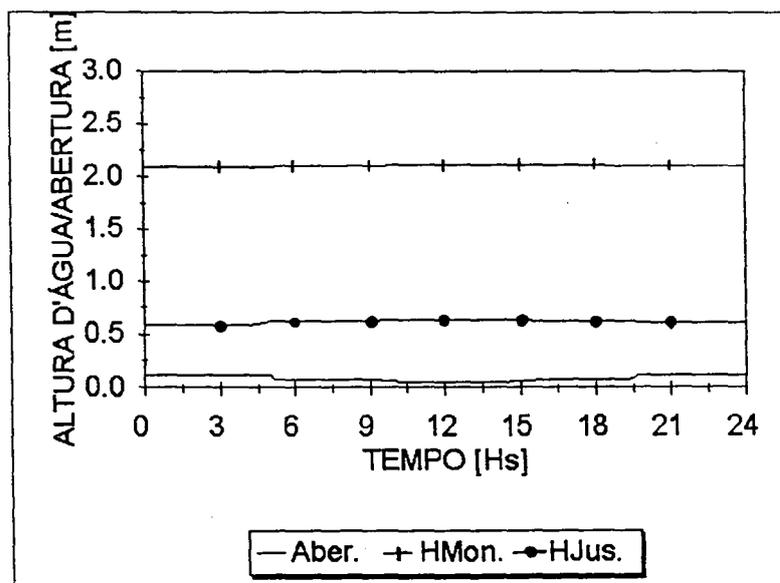


Figura 4.31 Comporta automática AVIO 56/25 (Comp4).

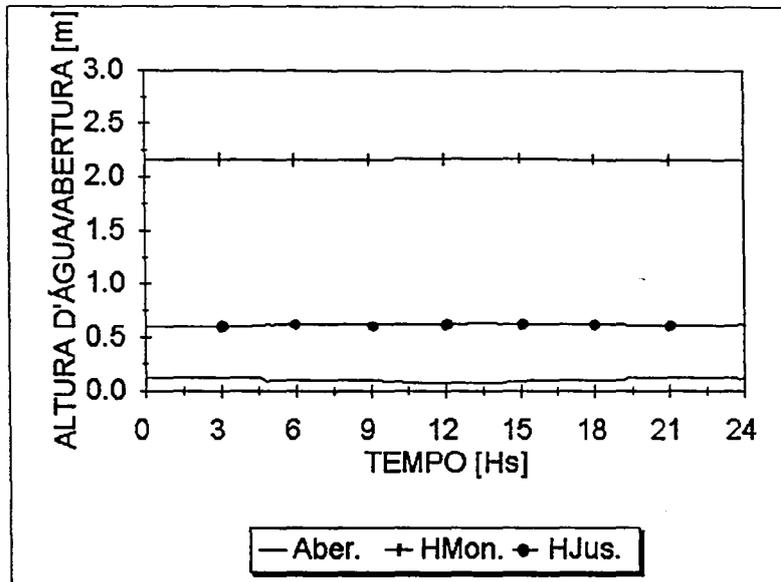


Figura 4.32 Comporta automática AVIO 56/25 (Comp3).

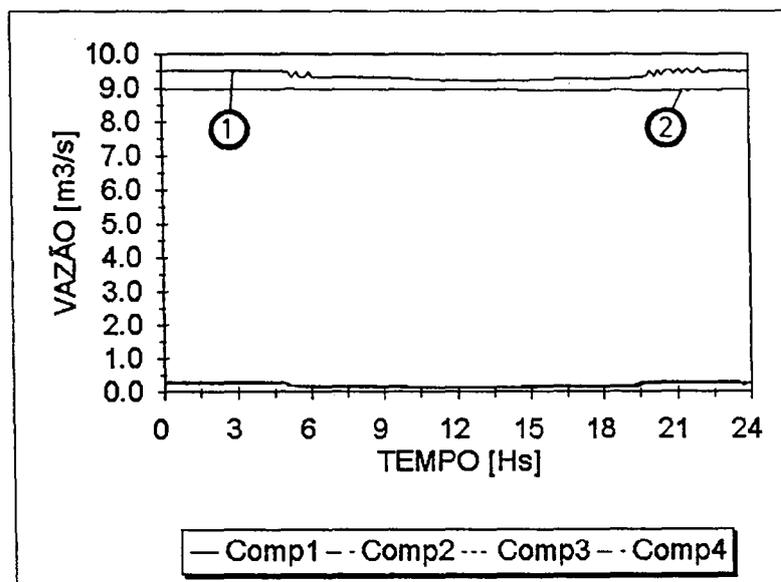


Figura 4.33 Vazão que passa por cada comporta.

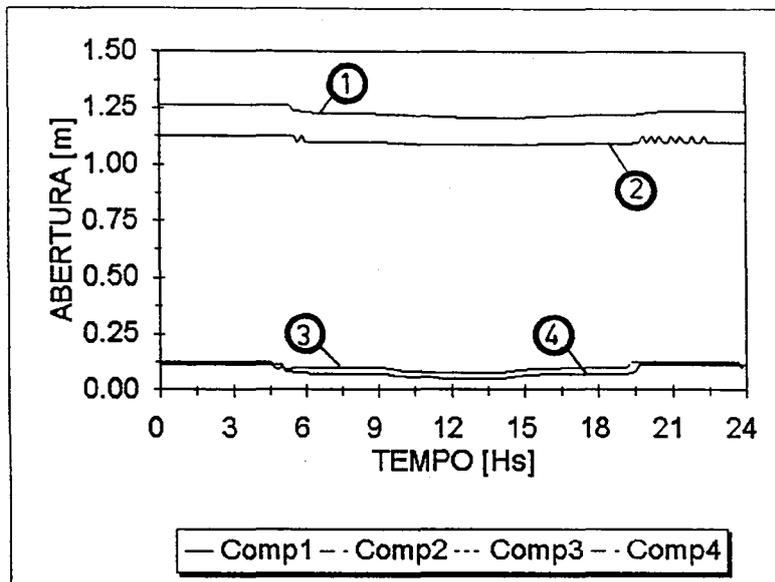


Figura 4.34 Comparação das aberturas de cada comporta.

c.- o terceiro exemplo, consiste em aplicar nos nós 2, 5 e 7, hidrogramas variáveis (definidos por *patamares* de vazão -figura 4.35). Nas figuras 4.36 a 4.41 estão representados os resultados que provoca a superposição de transientes no sistema.

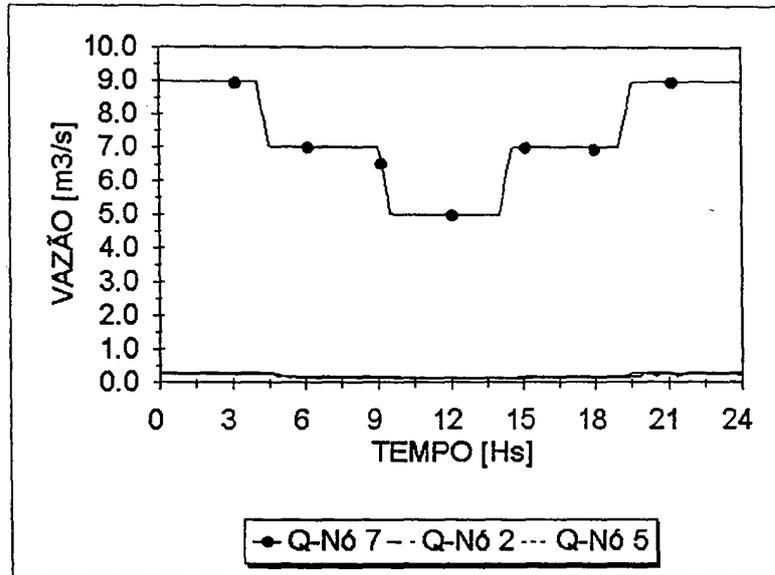


Figura 4.35 Hidrograma aplicados nos nós extremos da rede.

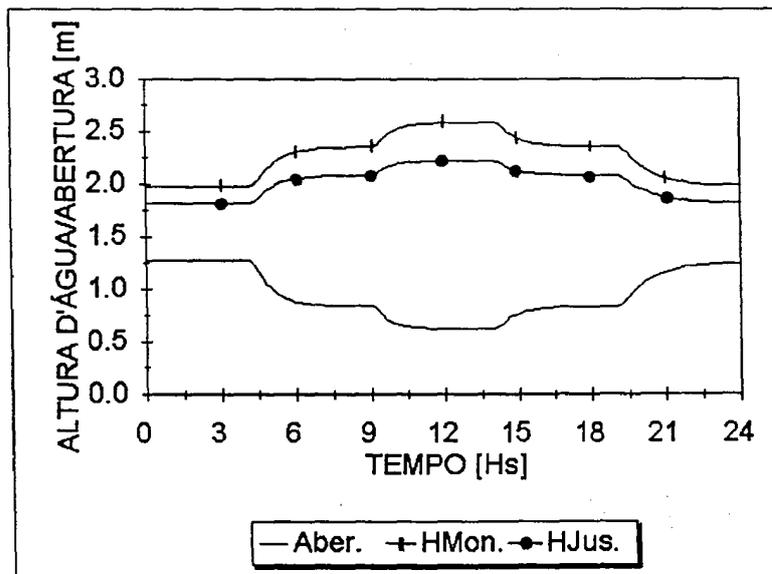


Figura 4.36 Comporta automática AVIS 180/335 (Comp2).

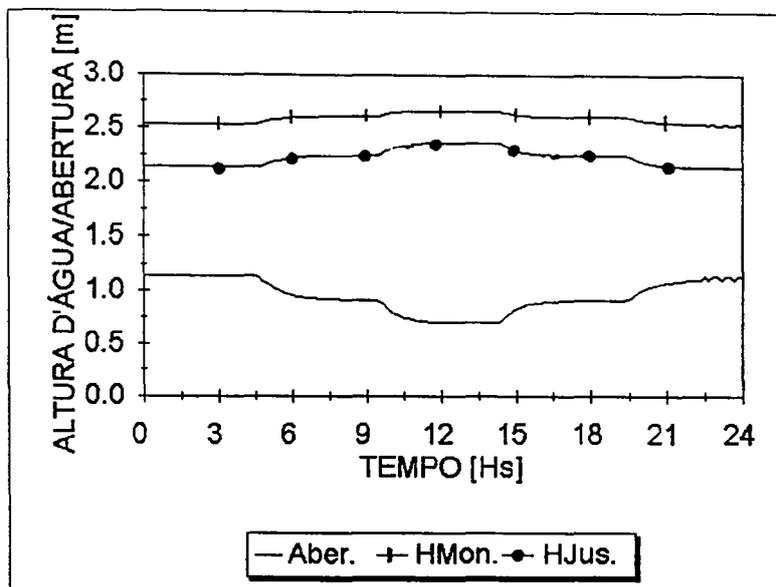


Figura 4.37 Comporta automática AVIO 200/630 (Comp1).

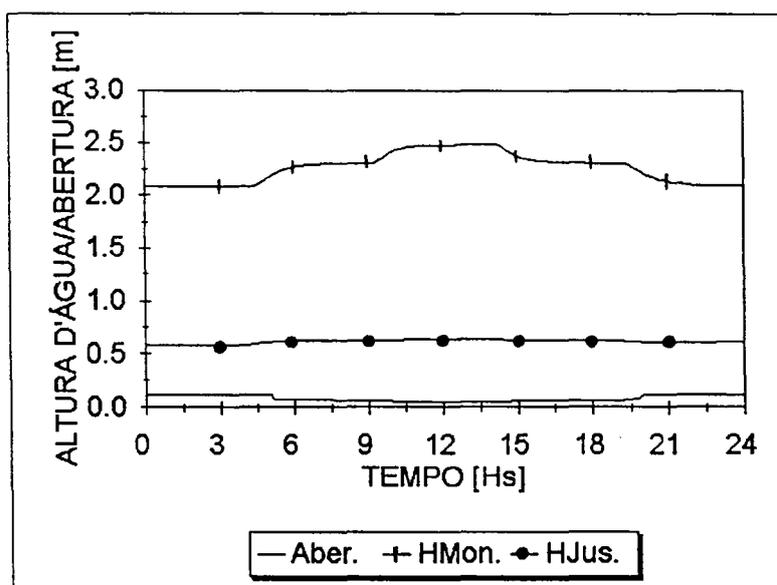


Figura 4.38 Comporta automática AVIO 56/25 (Comp4).

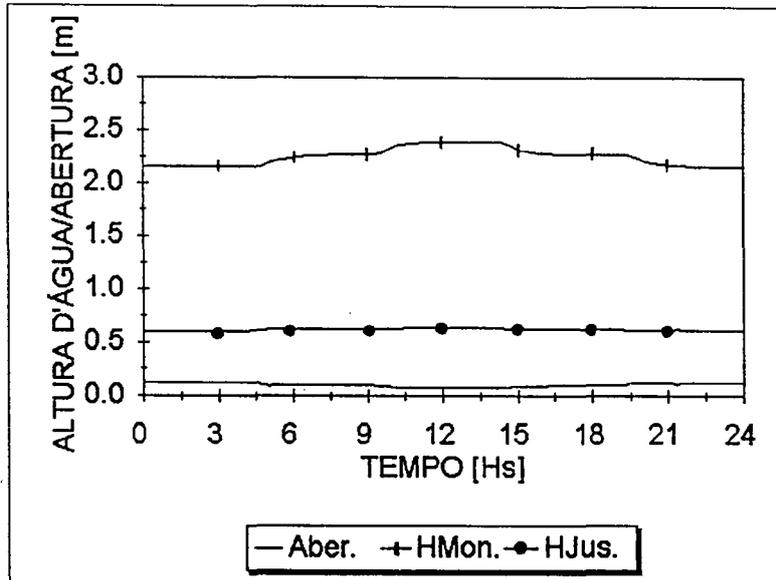


Figura 4.39 Comporta automática AVIO 56/25 (Comp3).

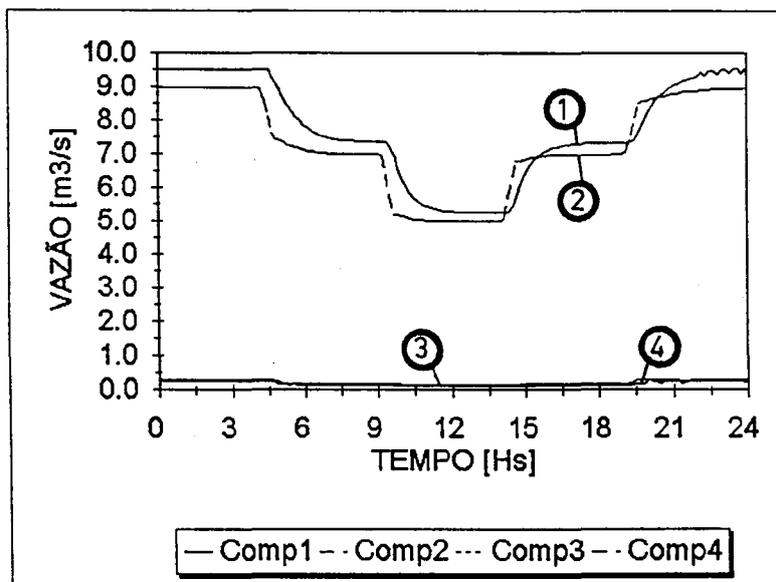


Figura 4.40 Vazão que passa por cada comporta.

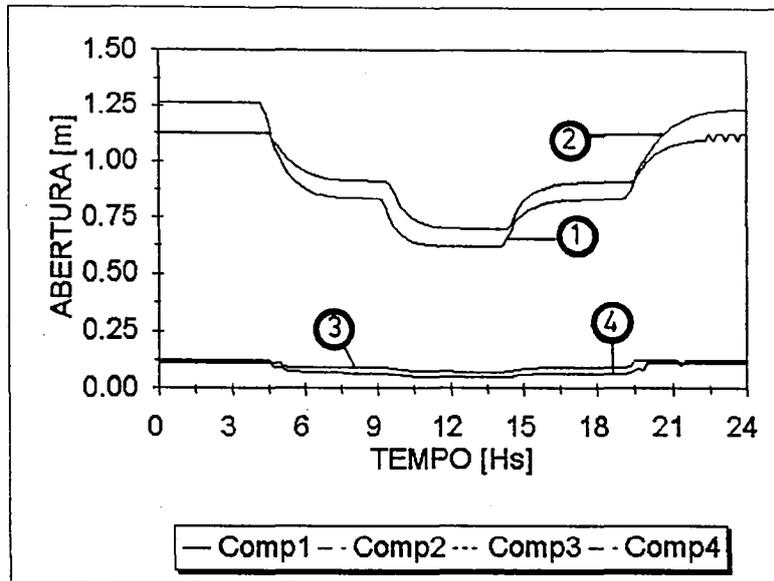


Figura 4.41 Comparação das aberturas de cada comporta.

O funcionamento conjunto deste sistema mostrou um comportamento aceitável e representativo do que seria a resposta na realidade. As oscilações nos níveis de jusante e na abertura das comportas são provocados pelo "excesso" de volume d'água armazenado durante o intervalo de tempo que demora a condição de transiente em ir desde a comporta AVIS 180/335 até a AVIO 200/630; sendo este excesso de armazenamento descarregado aos canais secundários. Os valores das oscilações numéricas resultantes da aplicação do modelo podem ser consideradas aceitáveis (o valor máximo observado é de 5 cm) e até insignificante se é levado em consideração a magnitude da condição de transiente produzida e a localização das comportas.

## CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O modelo HICAIR, resultado deste trabalho de dissertação permitiu simular o escoamento não-permanente a superfície livre em redes de canais de irrigação.

### CONCLUSÕES

O modelo matemático desenvolvido apresenta as seguintes utilidades:

a - permitiu verificar e avaliar a resposta hidráulica da rede de canais sob condições de funcionamento pré-definidas e/ou aleatórias, operando em situações regulares e/ou de emergência;

b - poderá ser usado para determinar as condições iniciais das variáveis dependentes do escoamento ( $Q$  e  $y$ );

c - é um elemento de ajuda no projeto de novas redes, alterações e/ou mudanças das redes já existentes. Testar o funcionamento de uma complexa rede de canais de irrigação onde existam comportas de operação manual, comportas automáticas de regulação por montante e/ou por jusante (AMIL, AVIS e AVIO), transição de canais, vertedouros longitudinais de crista fixa ou variável e, orifícios de abertura fixa. Podendo ser analisada a estabilidade hidráulica do sistema para distintos tipos e posições de comportas automáticas;

d - poderá ser utilizado como instrumento de regulação utilizando novos algoritmos de operação de comportas telecomandadas ou testando os já existentes e, determinar os valores de seus parâmetros;

Nas aplicações feitas, não houve inconvenientes com a formulação escolhida das ESV (utilizando as variáveis dependentes  $Q$  e  $y$ ). Os principais inconvenientes encontrados provêm de testes realizados no modelo em condições extremas de funcionamento, sendo estas resumidas a seguir:

e - reversão do escoamento através de orifícios de abertura fixa. Este inconveniente foi solucionado mediante as equações (3.45), (3.46) e (3.47);

f - o nível da água nas seções situadas a montante e a jusante de orifícios (ou comportas) ou vertedouros longitudinais, são aproximadamente iguais (figura 3.3), solucionou-se mediante o procedimento descrito no item 3.3.4;

g - condições de fluxo livre através de vertedouros longitudinais e orifícios. Sob estas condições, o denominador das equações (3.68), (3.69) e (3.70) é nulo, já

que tem-se uma divisão por zero. Este problema foi solucionado substituindo o valor zero do coeficiente  $A'$  das equações recursivas (ANEXOS 3 e 4 - escoamento positivo) pelo valor  $1.E-06$ ;

**h** - os intervalos de tempo de simulação considerados variaram de 1 a 5 minutos, podendo considerar-se a estes como "pequenos", não sendo aproveitada a vantagem que possuem os métodos implícitos quanto a ter-se liberdade para escolher intervalos de tempo de simulação "grandes", sem que seja afetada a estabilidade numérica do modelo) e assim poder diminuir o tempo total de execução do modelo. Com o advento de computadores cada vez mais potentes e velozes, o tempo de execução dos modelos matemáticos tiveram uma queda significativa, podendo-se considerar que a vantagem de utilização de intervalos de tempo maiores está perdendo "peso" com o avanço dos anos, permitindo desta maneira uma representação mais fiel da evolução física do fenômeno;

**i** - o modelo HICAIR está baseado na versão linear das ESV. Quando é iniciada a simulação, pode-se escolher para utilizar o procedimento linear-iterativo ou o linear-não-iterativo;

**j** - nas diversas simulações realizadas, não foi necessário recorrer à utilização do procedimento iterativo;

**k** - o procedimento de filtração numérica de níveis nas comportas de regulação automática por montante e jusante, permitiu salvar o inconveniente das oscilações no movimento da comporta ("abrir-fechar-abrir e o inverso"). O valor adotado para os coeficientes  $C_{r1}$  e  $C_{r2}$ , foi de 0.50).

## RECOMENDAÇÕES

- a resposta hidrodinâmica do modelo HICAIR, foi analisada comparando seus resultados com similares da literatura e/ou analisando a consistência física dos mesmos. Os resultados da simulação do escoamento através de estruturas hidráulicas, foram analisados mediante a "lógica" física dos mesmos. Recomenda-se confirmar estes resultados com experimentos de campo e/ou comparando com resultados obtidos da bibliografia;
- o modelo pode simular o escoamento através de seções regulares (de forma trapezoidal, retangular, triangular e circular) e irregulares (definidas mediante pares de pontos), recomenda-se incorporar seções regulares de seção composta;
- o tratamento do fluxo livre em orifícios e vertedouros longitudinais foi solucionado como descrito no ponto "g" (conclusões), mas esta é uma solução "provisória", sendo desconhecida a sua validade na medida que aumenta o tamanho da rede de canais. Acredita-se que a solução geral e correta seria incluir dentro do modelo um procedimento matemático que permita escolher automaticamente entre realizar o cálculo das variáveis dependentes (item 3.5.4) efetuando uma varredura dos trechos na direção de montante para jusante ou jusante para montante;
- incorporar o tratamento de fluxo misto (possibilidade de que num mesmo ponto exista escoamento a superfície livre e em outro momento escoamento sob pressão), o modelo está preparado para incorporar esta situação, já que levou-se em conta na discretização das variáveis, a possibilidade de ter-se que recorrer à utilização de um procedimento iterativo;
- ao modelo devem ser fornecidas as condições de borda (hidrogramas, cotagramas e/ou curva-chaves), poderia-se incorporar procedimentos para calcular os hidrogramas necessários para suprir as demandas nos extremos de montante do sistema, assim como também, nos extremos de jusante nas tomadas laterais dos canais;
- algumas das CCI que podem ser incorporadas ao modelo são: sifão invertido; estações de recalque, extravasores laterais, módulos de derivação tipo Neyrpic, partidores de vazão e sifões laterais de segurança, entre outros;
- incorporar procedimentos computacionais que permitam simular o enchimento e/ou esvaziamento de canais; situações em que o nível da água na seção localizada a montante de um vertedouro longitudinal seja menor que a cota da crista do mesmo; fluxo rapidamente variado produzido por manobras bruscas de comportas;
- no algoritmo desenvolvido para regulação de canais, poderia ser melhorado incorporando um número maior de seções de controle de nível dentro do mesmo trecho;

procedimentos operacionais baseados no conceito do "*volume controlado*" e incorporando um algoritmo para otimizar as manobras do regulador e assim minimizar o tempo de insatisfação dos usuários e as perdas da água devido a manobras pouco eficientes.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 01 ABBOTT, M.B. 1975. Methods of Characteristics. In: MAHMOOD, K.; YEVJEVICH, V. (ed.) Unsteady flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. v.1, ch.3, p.63-88.
- 02 ABBOTT, M.B. 1979. Computational hydraulics. Boston: Pitman. 326p.
- 03 ABBOTT, M.B. et alii. 1982. A modelling system for the design and operation of storm-sewer network. In: ABBOTT, M.B., CUNGE, J.A. (ed.). Engineering Applications of Computational Hydraulics. Boston: Pitman. 262p. ch.2, p.11-39.
- 04 ALSTHOM FLUIDES. s.d.(a) "AVIO" and "AVIS" gates: A 65 02 A. [Paris] 20p.
- 05 ALSTHOM FLUIDES. s.d.(b) "Vanne AMIL": A 65 01 80. [Paris] 8p.
- 06 ASCE TASK COMMITTEE ON IRRIGATION CANAL SYSTEM HYDRAULIC MODELLING. 1993. Unsteady flow modelling of irrigation canals. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.615-630, July/Aug.
- 07 BALOGUN, O.S., HUBBARD, M., DEVRIES, J.J. 1988. Automatic control of canal flow using linear quadratic regulator theory. Journal of Hydraulic Engineering, New York, v.114, n.1, p.75-102, Jan.
- 08 BERNARDO, S. 1989. Manual de irrigação. 5.ed. Viçosa: Imprensa Universitária da UFV. 596p.
- 09 BODLEY, W.E., WYLIE, E.B. 1978. Control of transients in series channel with gates. Journal of the Hydraulics Division, New York, v.104, n.10, p.1395-1407, Oct.
- 10 BOLSHAKOV, V.A., KLESHCHEVNIKOVA, T.P. 1976. Mathematical modelling and field study of unsteady flow in irrigation canals. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UNSTEADY FLOW IN OPEN CHANNELS, 1976, Newcastle-upon-Tyne. Proceedings. Cranfield: BHRA Fluid Engineering. p.G2/11-G2/22.

- 11 BOS, M.G.(ed.) 1976. Discharge measurement structures. Wageningen: ILRI. 464p. (International Institute for Land Reclamation and Improvement. Publication n.20).
  
- 12 BURT, C.M., PLUSQUELLEC, H.L. 1990. Water delivery control. In: HOFFMANN, G.J., HOWELL, T.A., SOLOMON, K.H. (ed.) Management of farm irrigation systems. St. Joseph: ASAE. ch.11, p.373-423.
  
- 13 CASANGCAPAN, M.E., CHILCOTT, R.E. 1993a. DACL system dynamic performance. I: Response-prediction analysis. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.1, p.51-63 , Jan./Feb.
  
- 14 CASANGCAPAN, M.E., CHILCOTT, R.E. 1993b. DACL system dynamic performance. II: Laboratory model testing. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.1, p.64-73 , Jan./Feb.
  
- 15 CHAUDHRY, M.H. 1979. Applied hydraulics transients. New York: Van Nostrand Reinhold. 503p.
  
- 16 CHEVEREAU, G., GAUTHIER, M. 1976. Use of mathematical models as an approach to flow control problems. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UNSTEADY FLOW IN OPEN CHANNELS, 1976, Newcastle-upon-Tyne. Proceedings. Cranfield: BHRA Fluid Engineering. p.J1/1-J1/12.
  
- 17 CHOULIAN, O.N. 1988. Tendências atuais no desenvolvimento de equipamentos hidromecânicos para sistemas de irrigação. ITEM: Irrigação e Tecnologia Moderna, Brasília, n.34, p.24-29, set.
  
- 18 CHOW, V.T. 1982. Hidráulica de los canales abiertos. México: Diana. 633p.
  
- 19 CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R., MAYS, L.W. 1988. Applied hydrology. New York: McGraw-Hill. 572p.
  
- 20 CLEMMENS, A.J. 1992. Feedback control of basin-irrigation system. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.118, n.3, p.480-496, May/June.

- 21 CLEMMENS, A.J., REPLOGLE, J.A. 1987. Mechanical-hydraulic dual-acting controller for canal level or discharge rate. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.113, n.1, p.69-85.
- 22 CLEMMENS, A.J., REPLOGLE, J.A. 1989. Control of irrigation channel networks. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.115, n.1, p.96-110, Feb.
- 23 CLEMMENS, A.J., HOLLY F.M., Jr., SCHUURMANS, W. 1993. Description and evaluation of program: DUFLOW. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.724-734, July/Aug.
- 24 CLEMMENS, A.J., WONG, C., REPLOGLE, J.A. 1990. Dynamic response of automatic water-level controller. II: Applications. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.116, n.6, p.784-796, Nov./Dec.
- 25 CONTRACTOR, D.N., SCHUURMANS, W. 1993. Informed used and potential pitfalls of canal models. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.663-672, July/Aug.
- 26 CUNGE, J.A. 1975. Applied mathematical modeling of open channel flow. In: MAHMOOD, K., YEVJEVICH, V. (ed.) Unsteady flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. v.1, ch.10, p.379-404.
- 27 CUNGE, J.A., MAZAUDOU, B. 1984. Mathematical modelling of complex surcharge systems: difficulties in computation and simulation of physical situations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.1, p.363-373.
- 28 CUNGE, J.A., WOOLHISER, D.A. 1975. Irrigations systems. In: MAHMOOD, K., YEVJEVICH, V. (ed.) Unsteady flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. v.2, ch.13, p.509-537.
- 29 CUNGE, J.A., HOLLY, F.M., Jr, VERWEY, A. 1980. Practical aspects of computational river hydraulics. Boston: Pitman. 420p.

- 30 DE SAINT-VENANT, B. 1870. Demonstration élémentaire de la formule de propagation d'une onde ou d'une intumescence dans un canal prismatique ... Acad. Sci. Comptes Rendus [Paris] v.71, p.186-195 apud YEVJEVICH, V. 1975. Introduction. In: MAHMOOD, K., YEVJEVICH, V. (ed.) Unsteady flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. v.1, ch.1, p.25.
- 31 DE SAINT-VENANT, B. 1871. Théorie du mouvement non-permanent des eaux ..... Acad. Sci. Comptes Rendus [Paris] v.73, p.148-154, 237-240 apud YEVJEVICH, V. 1975. Introduction. In: MAHMOOD, K., YEVJEVICH, V. (ed.) Unsteady flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. v.1, ch.1, p.25.
- 32 DEWEY H.G., Jr., MADSEN, W.R. 1976. Flow control and transient in the California aqueduct. Journal of the Irrigation and Drainage Division, v.102, n.3, p.335-348, Sept.
- 33 FRENCH, R.H. 1985. Open-channel hydraulics. New York: McGraw-Hill. 705p.
- 34 GICHUKI, F.N., WALKER, W.R., MERKLEY, G.P. 1990. Transient hydraulic model for simulating canal-network operation. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.116, n.1, p.67-82, Jan./Feb.
- 35 HANCU, S., DAN, P. 1982. Wave-motion stability in canals with automatic controllers. Journal of Hydraulic Engineering, New York, v.118, n.12, p.1621-1638, Dec.
- 36 HENDERSON, F.M. 1966. Open channel flow. New York: Macmillan. 522p.
- 37 HOLLY, F.M., MERKLEY, G.P. 1993. Unique problems in modelling irrigation canals. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.656-662, July/Aug.
- 38 HOLLY F.M., PARRISH III, J.B. 1993. Description and evaluation of program: CARIMA. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.703-713, July/Aug.

- 39 HOLLY, F., CHEVEREAU, G., MAZAUDOU, B. 1981. Numerical simulation of unsteady flow in storm sewer systems using complete and simplified flow equations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL MODELLING OF RIVER, CHANNEL AND OVERLAND FLOW FOR WATER RESOURCES AND ENVIRONMENTAL APPLICATIONS. Bratislava, p.1-15.
- 40 HUSAIN, T., KHAN, H.U., KHAN, S.M. 1991. Dynamics-node-numbering concept in channel network model. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.117, n.1, p.48-63, Jan./Feb.
- 41 HUSAIN, T. et al. 1988. Flow simulation using channel network model. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.114, n.3, p.424-441, Aug.
- 42 JOLIFFE, I.B. 1984. Computation of dynamic waves in channel networks. Journal of Hydraulic Engineering, New York, v.110, n.10, p.1358-1370, Oct.
- 43 KRAATZ, D.B., MAHAJAN, I.K. 1982. Petits ouvrages hydrauliques. Rome: FAO. 2v. (Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage, 26).
- 44 LIGGETT, J.A. 1975. Basic equations of unsteady flow. In: MAHMOOD, K., YEVEVICH, V. (ed.) Unsteady flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. v.1, ch.2, p.29-62.
- 45 LIGGETT, J.A., CUNGE, J.A. 1975. Numerical methods of solution of the unsteady flow equations. In: MAHMOOD, K., YEVEVICH, V. (ed.) Unsteady flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. v.1, ch.4, p.89-182.
- 46 LIU, F., FEYEN, J., BERLAMONT, J. 1992. Computation method for regulating unsteady flow in open channels. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.118, n.5, p.674-689, Sept./Oct.
- 47 MAGALHÃES, P.C. 1989. Hidrologia superficial. In: ENGENHARIA HIDROLOGIA. Rio de Janeiro: ABRH. 404p. cap.5, p.201-289.

- 48 MERKLEY, G.P., ROGERS, D.C. 1993. Description and evaluation of program CANAL. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.714-723, July/Aug.
- 49 MERKLEY, G.P., WALKER, W.R., GICHUKI, F.N. 1990. Transient hydraulic modeling for improved canal system operation. Agricultural Water Management, Amsterdam, v.18, n.3, p.181-194, Sept.
- 50 MISRA, R., SRIDHARAN, K., KUMAR, M.S.M. 1992. Transient in canal network. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.118, n.5, p.690-707, Sept./Oct.
- 51 PASINATO, H.D. 1991. Escoamento com ondas de frente abrupta. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 96f. Diss. Mestr. Engenharia Civil.
- 52 PREISSMANN, A. 1961. Propagation des intumescences dans les canaux et rivières. In: CONGRESS OF THE FRENCH ASSOCIATION FOR COMPUTATION, 1., 1961, Grenoble. p.433-442.
- 53 RAJARATNAM, N., SUBRAMANYA, K. 1967. Flow equation for sluice gate. Journal of the Irrigation and Drainage Division, New York, v.93, n.3, p.167-186, Sept.
- 54 RAMAMURTHY, A.S., SUBRAMANYA, K., PANI, B.S. 1978. Sluice gate with high discharge coefficients. Journal of the Irrigation and Drainage Division, New York, v.104, n.4, p.437-441, Dec.
- 55 REDDY, J.M. 1990. Local optimal control of irrigation canals. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.116, n.5, p.616-631, Sept./Oct..
- 56 REDDY, J.M., DIA, A., OUSSOU, A. 1992. Design of control algorithm for operation of irrigation canals. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.118, n.6, p.852-867, Nov./Dec.

- 57 REPLOGLE, J.A. 1980. Farm water delivery systems. In: JENSEN, M. (ed.) DESIGN AND OPERATION OF FARM IRRIGATION SYSTEMS. St. Joseph: ASAE. ch.9, p.317-343.
- 58 RIJO, M. 1990. Modelação matemática de uma rede de rega com comando por montante. Lisboa: Instituto Superior de Agronomia. 261p. Diss. (Dout.).
- 59 RIJO, M. 1993. Regulações de redes de rega colectivas em superfície livre. 65p. /Não publicado/.
- 60 RODELLAR, J., GÓMEZ, M., BONET, L. 1993. Control method for on-demand operation of open-channel flow. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.2, p.225-241, Mar./Apr.
- 61 ROGERS, D.C., MERKLEY, G.P. 1993. Description and evaluation of program USM. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.693-702, July/Aug.
- 62 ROSAURO, N.M.L. 1979. Modelo hidrodinâmico para rios e redes de canais naturais. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-graduação em Hidrologia Aplicada. 154 f. Diss. Mestr. Hidrologia Aplicada.
- 63 SCHAFFRANEK, R.W., BALTZER, R.A., GOLDBERG, D.E. 1981. A model for simulation of flow in singular and interconnected channels. Washington: U.S. Gov. Print. Off. 110p. (Techniques of Water Resources Investigations of U.S. Geological Survey. Book 7, Ch. C3).
- 64 SCHUURMANS, W. 1993. Description and evaluation of program MODIS. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.735-742, July/Aug.
- 65 STRELKOFF, T.S., FALVEY, H.T. 1993. Numerical methods used to model unsteady canal flow. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.119, n.4, p.637-655, July/Aug.

- 66 SWAIN, E.D., CHIN, D.A. 1990. Model of flow in regulated open-channel networks. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.116, n.4, p.537-556, July/Aug.
- 67 SWAMEE, P.K. 1992. Sluice-gate discharge equations. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.118, n.1, p.56-60, Jan./Feb.
- 68 TUCCI, C.E.M. 1986. Modelos matemáticos em hidrologia e hidráulica. Rio de Janeiro: RBE. 3v.
- 69 VILLANUEVA, A.O.N. 1990. Modelo para escoamento não-permanente em uma rede de condutos. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 75 f. Diss. Mestr. Engenharia Civil.
- 70 WYLIE, E.B. 1969. Control of transient free-surface flow. Journal of the Hydraulics Division, New York, v.95, n.1, p.347-361, Jan.
- 71 WYLIE, E.B., STREETER, V.L. 1978. Fluid transients. New York: McGraw-Hill. 382p.
- 72 YEH, W. W.-G. et alii. 1980. Central Arizona Project: operations model. Journal of the Water Resources Planning and Management Division, New York, v.106, n.2, p.521-540, July.
- 73 YEVJEVICH, V. 1975. Introduction. In: MAHMOOD, K., YEVJEVICH, V. (ed.) Unsteady flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. v.1, ch.1, p.1-27.
- 74 ZIMBELMAN, D.D., BEDWORTH, D.D. 1983. Computer control for irrigation-canal system. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v.109, n.1, p.43-59, Mar.

ANEXOS

## ANEXO 1

### EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT

#### COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES RECURSIVAS

##### A. Equação de Continuidade

$$A_j = 1 - 4 \cdot \frac{\theta}{R^2} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \frac{\partial \dot{T}}{\partial y_{j+1}} \cdot \left[ \theta \cdot \left( \dot{Q}_{j+1} - \dot{Q}_j \right) + (1-\theta) \cdot \left( Q_{j+1} - Q_j \right) \right]$$

$$B_j = 4 \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \frac{\theta}{R}$$

$$C_j = 1 - 4 \cdot \frac{\theta}{R^2} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \frac{\partial \dot{T}}{\partial y_j} \cdot \left[ \theta \cdot \left( \dot{Q}_{j+1} - \dot{Q}_j \right) + (1-\theta) \cdot \left( Q_{j+1} - Q_j \right) \right]$$

$$D_j = -4 \cdot \frac{\theta}{R} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$G_j = \frac{4}{R} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \left[ \theta \cdot \left( \dot{Q}_{j+1} - \dot{Q}_j \right) + (1-\theta) \cdot \left( Q_{j+1} - Q_j \right) \right] + \left[ \left( \dot{y}_{j+1} + \dot{y}_j \right) - \left( y_{j+1} - y_j \right) \right]$$

onde :

$$R = \theta \cdot \left[ \left( \dot{T}_{j+1} + \dot{T}_j \right) - \left( T_{j+1} + T_j \right) \right] + \left( T_{j+1} + T_j \right)$$

## B. Equação Dinâmica

### B1. termos inerciais:

$$\mathbf{A}'_j = \left\{ \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta X} \frac{\partial \dot{\mathbf{A}}}{\partial \mathbf{y}_{j+1}} \left[ \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}^2} \left( -2 \left( \dot{\mathbf{Q}}_{j+1} - \dot{\mathbf{Q}}_j \right) + \left( \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} + \frac{\dot{\mathbf{Q}}_j}{\dot{\mathbf{A}}_j} \right) \cdot \left( \dot{\mathbf{A}}_{j+1} - \dot{\mathbf{A}}_j \right) \right) - \frac{1}{2} \left( \frac{\dot{\mathbf{Q}}_j}{\dot{\mathbf{A}}_j} + \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} \right)^2 \right] \right\} +$$

$$\left\{ \theta \cdot (1-\theta) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta X} \frac{\partial \dot{\mathbf{A}}}{\partial \mathbf{y}_{j+1}} \left[ \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}^2} \left( -2 \cdot \left( \dot{\mathbf{Q}}_{j+1} - \dot{\mathbf{Q}}_j \right) + \left( \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} + \frac{\dot{\mathbf{Q}}_j}{\dot{\mathbf{A}}_j} \right) \cdot \left( \dot{\mathbf{A}}_{j+1} - \dot{\mathbf{A}}_j \right) \right) \right] - \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\dot{\mathbf{Q}}_j}{\dot{\mathbf{A}}_j} + \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} \right)^2 \right\}$$

$$\mathbf{B}'_j = \left\{ 1 + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta X} \left[ 2 \left( \frac{1}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} \cdot \left( \dot{\mathbf{Q}}_{j+1} - \dot{\mathbf{Q}}_j \right) + \left( \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} + \frac{\dot{\mathbf{Q}}_j}{\dot{\mathbf{A}}_j} \right) \right) - \left( \frac{1}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} \cdot \left( \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} + \frac{\dot{\mathbf{Q}}_j}{\dot{\mathbf{A}}_j} \right) \cdot \left( \dot{\mathbf{A}}_{j+1} - \dot{\mathbf{A}}_j \right) \right) \right] \right\}$$

$$+ \theta(1-\theta) \frac{\Delta t}{\Delta X} \left\{ 2 \left[ \frac{1}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} \left( \dot{\mathbf{Q}}_{j+1} - \dot{\mathbf{Q}}_j \right) + \left( \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} + \frac{\dot{\mathbf{Q}}_j}{\dot{\mathbf{A}}_j} \right) \right] - \left[ \frac{1}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} \left( \frac{\dot{\mathbf{Q}}_{j+1}}{\dot{\mathbf{A}}_{j+1}} + \frac{\dot{\mathbf{Q}}_j}{\dot{\mathbf{A}}_j} \right) \cdot \left( \dot{\mathbf{A}}_{j+1} - \dot{\mathbf{A}}_j \right) \right] \right\}$$

$$C'_j = \left\{ \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \frac{\partial \dot{A}}{\partial y_{j+1}} \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j^2} \left( -2(\dot{Q}_{j+1} - \dot{Q}_j) + \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} + \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right) (\dot{A}_{j+1} - \dot{A}_j) \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} + \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} \right)^2 \right] \right. \right.$$

$$\left. + \theta(1-\theta) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \frac{\partial \dot{A}}{\partial y_{j+1}} \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j^2} \left( -2(Q_{j+1} - Q_j) + \left( \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} + \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} \right) (A_{j+1} - A_j) \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{Q_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} + \frac{Q_j}{\dot{A}_j} \right)^2 \right] \right] \right\}$$

$$D'_j = \left\{ 1 + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \frac{1}{\dot{A}_j} \left[ 2(\dot{Q}_{j+1} - \dot{Q}_j) - \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} + \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right) (\dot{A}_{j+1} - \dot{A}_j) \right] - 2 \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} + \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right) \right] \right.$$

$$\left. + \theta(1-\theta) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \frac{1}{\dot{A}_j} \left[ 2(Q_{j+1} - Q_j) - \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} + \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right) (A_{j+1} - A_j) \right] - 2 \left( \frac{Q_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} + \frac{Q_j}{\dot{A}_j} \right) \right] \right\}$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{G}'_j = & \left\{ \left[ \left( \dot{Q}_{j+1} + \dot{Q}_j \right) \cdot \left( Q_{j+1} - Q_j \right) \right] + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2 \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{A_{j+1}} + \frac{\dot{Q}_j}{A_j} \right) \cdot \left( \dot{Q}_{j+1} - \dot{Q}_j \right) - \frac{1}{2} \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{A_{j+1}} + \frac{\dot{Q}_j}{A_j} \right)^2 \cdot \left( A_{j+1} - A_j \right) \right] \right. \\
& + \theta \cdot (1-\theta) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ 2 \cdot \left[ \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{A_{j+1}} + \frac{\dot{Q}_j}{A_j} \right) \cdot \left( Q_{j+1} - Q_j \right) + \left( \frac{Q_{j+1}}{A_{j+1}} + \frac{Q_j}{A_j} \right) \cdot \left( \dot{Q}_{j+1} - \dot{Q}_j \right) \right] \right. \\
& \quad \left. - \frac{1}{2} \cdot \left[ \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{A_{j+1}} + \frac{\dot{Q}_j}{A_j} \right)^2 \cdot \left( A_{j+1} - A_j \right) + \left( \frac{Q_{j+1}}{A_{j+1}} + \frac{Q_j}{A_j} \right)^2 \cdot \left( A_{j+1} - A_j \right) \right] \right\} \\
& \left. + (1-\theta)^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ \left[ 2 \cdot \left( \frac{Q_{j+1}}{A_{j+1}} + \frac{Q_j}{A_j} \right) \cdot \left( Q_{j+1} - Q_j \right) \right] - \left[ \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{Q_{j+1}}{A_{j+1}} + \frac{Q_j}{A_j} \right)^2 \cdot \left( A_{j+1} - A_j \right) \right] \right\} \right\}
\end{aligned}$$

B2. termos de pressão:

$$A'_j = \left\{ \left\{ g \cdot \left\{ \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( \dot{A}_{j+1} + \dot{A}_j \right) + \left( y_{j+1} - y_j \right) \cdot \frac{\partial \dot{A}}{\partial y_{j+1}} \right] + \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. + (1-\theta) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \left[ \left( y_{j+1} - y_j \right) \cdot \frac{\partial \dot{A}}{\partial y_{j+1}} \cdot \left( \dot{A}_{j+1} + \dot{A}_j \right) \right] \right\} \right\} \right\}$$

$$B'_j = 0.$$

$$C'_j = \left\{ \left\{ g \cdot \left\{ \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( y_{j+1} - y_j \right) \cdot \frac{\partial \dot{A}}{\partial y_j} - \left( \dot{A}_{j+1} + \dot{A}_j \right) \right] \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. + \theta \cdot (1-\theta) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \left[ \left( y_{j+1} - y_j \right) \cdot \frac{\partial \dot{A}}{\partial y_j} - \left( \dot{A}_{j+1} + \dot{A}_j \right) \right] \right\} \right\} \right\}$$

$$D'_j = 0.$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{G}'_j = & \left\{ \mathbf{g} \cdot \left\{ \theta^2 \cdot \frac{\Delta t}{\Delta X} \cdot \left[ \left( \dot{\mathbf{A}}_{j+1} + \dot{\mathbf{A}}_j \right) \cdot \left( \dot{\mathbf{y}}_{j+1} - \dot{\mathbf{y}}_j \right) \right] \right. \right. \\
& + \theta \cdot (1-\theta) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta X} \cdot \left[ \left( \dot{\mathbf{A}}_{j+1} + \dot{\mathbf{A}}_j \right) \cdot \left( \mathbf{y}_{j+1} - \mathbf{y}_j \right) + \left( \mathbf{A}_{j+1} + \mathbf{A}_j \right) \cdot \left( \dot{\mathbf{y}}_{j+1} - \dot{\mathbf{y}}_j \right) \right] \\
& + \theta \cdot (1-\theta) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta X} \cdot \left[ \left( \dot{\mathbf{A}}_{j+1} + \dot{\mathbf{A}}_j \right) \cdot \left( \mathbf{y}_{j+1} - \mathbf{y}_j \right) + \left( \mathbf{A}_{j+1} + \mathbf{A}_j \right) \cdot \left( \dot{\mathbf{y}}_{j+1} - \dot{\mathbf{y}}_j \right) \right] \\
& \left. \left. + \left[ (1-\theta)^2 \cdot \frac{\Delta t}{\Delta X} \cdot \left[ \left( \mathbf{A}_{j+1} + \mathbf{A}_j \right) \cdot \left( \mathbf{y}_{j+1} - \mathbf{y}_j \right) \right] \right] \right\} \right\}
\end{aligned}$$

**B3. Termos de Fricção:**

$$A'_j = \left\{ g \cdot \theta \cdot \Delta t \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_{j+1} |\dot{Q}_{j+1}|}{K_{j+1}^2} \cdot \frac{\partial \dot{A}}{\partial y_{j+1}} - 2 \cdot \frac{\dot{A}_{j+1} \dot{Q}_{j+1} |\dot{Q}_{j+1}|}{K_{j+1}^3} \cdot \frac{\partial \dot{K}}{\partial y_{j+1}} \right] \right\}$$

$$B'_j = \left\{ g \cdot \theta \cdot \Delta t \cdot \left[ 2 \cdot \frac{\dot{A}_{j+1} |\dot{Q}_{j+1}|}{K_{j+1}^2} \right] \right\}$$

$$C'_j = \left\{ g \cdot \theta \cdot \Delta t \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j |\dot{Q}_j|}{K_j^2} \cdot \frac{\partial \dot{A}}{\partial y_j} - 2 \cdot \frac{\dot{A}_j \dot{Q}_j |\dot{Q}_j|}{K_j^3} \cdot \frac{\partial \dot{K}}{\partial y_j} \right] \right\}$$

$$D'_j = \left\{ g \cdot \theta \cdot \Delta t \cdot \left[ 2 \cdot \frac{\dot{A}_j |\dot{Q}_j|}{K_j^2} \right] \right\}$$

$$G'_j = \left\{ g \theta \Delta t \left[ \frac{\dot{A}_{j+1} \dot{Q}_{j+1} |\dot{Q}_{j+1}|}{K_{j+1}^2} + \frac{\dot{A}_j \dot{Q}_j |\dot{Q}_j|}{K_j^2} \right] + g(1-\theta) \Delta t \left[ \frac{\dot{A}_{j+1} \dot{Q}_{j+1} |\dot{Q}_{j+1}|}{K_{j+1}^2} + \frac{\dot{A}_j \dot{Q}_j |\dot{Q}_j|}{K_j^2} \right] \right\}$$

## ANEXO 2

### TRANSIÇÃO DE CANAIS (MUDANÇA DA SEÇÃO TRANSVERSAL)

#### COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES RECURSIVAS

##### A2.1 ESCOAMENTO POSITIVO

###### A2.1.1 Equação de Continuidade

$$A_j = 0.$$

$$B_j = 1.$$

$$C_j = 0.$$

$$D_j = -1.$$

$$G_j = \left( \dot{Q}_{j+1}^* - \dot{Q}_j^* \right)$$

### A2.1.2 Equação Dinâmica

$$A'_j = \left[ -1 + \frac{1}{g} \cdot \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}^2} \cdot \frac{\partial \dot{A}_{j+1}}{\partial y_{j+1}} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} - C_{dv} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} - \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} \right] \right] \right]$$

$$B'_j = \left[ \frac{1}{g \cdot \dot{A}_{j+1}} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} - C_{dv} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} - \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right] \right] \right]$$

$$C'_j = \left[ -1 + \frac{1}{g} \cdot \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j^2} \cdot \frac{\partial \dot{A}_j}{\partial y_j} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} - C_{dv} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} - \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right] \right] \right]$$

$$D'_j = \left[ \frac{1}{g \cdot \dot{A}_j} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} - C_{dv} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} - \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} \right] \right] \right]$$

$$G'_j = \left[ \left( \dot{y}_j - \dot{y}_{j+1} \right) + \frac{1}{2g} \left[ \left( \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right)^2 - \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} \right)^2 \right] - C_{dv} \cdot \left[ \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} - \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right)^2 \right] \right]$$

## A2.2 ESCOAMENTO NEGATIVO

### A2.2.1 Equação de Continuidade

$$A_j = 0.$$

$$B_j = 1.$$

$$C_j = 0.$$

$$D_j = -1.$$

$$G_j = \left( \dot{Q}_j^* - \dot{Q}_{j+1}^* \right)$$

### A2.2.2 Equação Dinâmica

$$A'_j = \left[ -1 + \frac{1}{g} \cdot \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}^2} \cdot \frac{\partial \dot{A}_{j+1}}{\partial y_{j+1}} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} + C_{dv} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} - \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} \right] \right] \right]$$

$$B'_j = \left[ \frac{1}{g \cdot \dot{A}_{j+1}} \cdot \left[ -\frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} + C_{dv} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} - \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right] \right] \right]$$

$$C'_j = \left[ 1 + \frac{1}{g} \cdot \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j^2} \cdot \frac{\partial \dot{A}_j}{\partial y_j} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} + C_{dv} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} - \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right] \right] \right]$$

$$D'_j = \left[ \frac{1}{g \cdot \dot{A}_j} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} + C_{dv} \cdot \left[ \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} - \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} \right] \right] \right]$$

$$G'_j = \left[ \left( y_j - y_{j+1} \right) + \frac{1}{2g} \left[ \left( \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right)^2 - \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} \right)^2 \right] + C_{dv} \cdot \left[ \left( \frac{\dot{Q}_{j+1}}{\dot{A}_{j+1}} - \frac{\dot{Q}_j}{\dot{A}_j} \right)^2 \right] \right]$$

## ANEXO 3

### VERTEDOIRO LONGITUDINAL

#### COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES RECURSIVAS

##### A3.1 Equação de Continuidade

$$A_j = 0.$$

$$B_j = 1.$$

$$C_j = 0.$$

$$D_j = -1.$$

$$G_j = \left( \dot{Q}_{j+1} - \dot{Q}_j \right)$$

##### A3.1.2 Equação Dinâmica

###### A3.1.2.1 Fluxo Livre

$$A'_j = 1.E-06$$

(\*) VIDE RECOMENDAÇÕES

$$B'_j = 0.$$

$$C'_j = \left( \frac{\partial Q_{wl}}{\partial y_j} \right)$$

$$D'_j = -1.$$

$$G'_j = \left( Q_j - \dot{Q}_j \right)$$

### A3.1.2.2 Fluxo Afogado:

$$A'_j = \left( \frac{\partial Q_{ws}}{\partial y_{j+1}} \right)$$

$$B'_j = 0.$$

$$C'_j = \left( \frac{\partial Q_{ws}}{\partial y_j} \right)$$

$$D'_j = -1.$$

$$G'_j = \left( Q_j - Q_j^* \right)$$

## ANEXO 4

### ORIFÍCIOS

#### COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES RECURSIVAS

##### A4.1 ESCOAMENTO POSITIVO

###### A4.1.1 Equação de Continuidade:

$$A_j = 0.$$

$$B_j = 1.$$

$$C_j = 0.$$

$$D_j = -1.$$

$$G_j = \left( \dot{Q}_{j+1}^* - \dot{Q}_j^* \right)$$

###### A4.1.2 Equação Dinâmica

###### A4.1.2.1 Fluxo Livre

$$A'_j = 1.E-06$$

(\*) VIDE RECOMENDAÇÕES

$$B'_j = 0.$$

$$C'_j = \left[ \frac{\partial Q_{gl}}{\partial y_j} \right]$$

$$D'_j = -1.$$

$$G'_j = \left( Q_j - \dot{Q}_j^* \right) + \left[ \frac{\partial Q_{gl}}{\partial A_g} \cdot \Delta A_g \right]$$

#### A4.1.2.2 Fluxo Afogado:

$$A'_j = \left( \frac{\partial Q_{gs}}{\partial y_{j+1}} \right)$$

$$B'_j = 0.$$

$$C'_j = \left( \frac{\partial Q_{gs}}{\partial y_j} \right)$$

$$D'_j = -1.$$

$$G'_j = \left[ \left( Q_j - \dot{Q}_j \right) + \left( \frac{\partial Q_{gs}}{\partial A_g} \cdot \Delta A_g \right) \right]$$

#### B4.1 ESCOAMENTO NEGATIVO

##### B4.1.1 Equação de Continuidade:

$$A_j = 0.$$

$$B_j = 1.$$

$$C_j = 0.$$

$$D_j = -1.$$

$$G_j = \left( \dot{Q}_j - \dot{Q}_{j+1} \right)$$

#### B4.1.2 Equação Dinâmica

##### B4.1.2.1 Fluxo Livre:

$$A'_j = \left( \frac{\partial Q_{gl}}{\partial y_j} \right)$$

$$B'_j = -1.$$

$$C'_j = 0.$$

$$D'_j = 0.$$

$$G'_j = \left( Q_{j+1} - \dot{Q}_{j+1}^* \right) + \left[ \frac{\partial Q_{gl}}{\partial A_g} \cdot \Delta A_g \right]$$

##### B4.1.2 Fluxo Afogado

$$A'_j = \left( \frac{\partial Q_{gs}}{\partial y_{j+1}} \right)$$

$$B'_j = -1.$$

$$C'_j = \left( \frac{\partial Q_{gs}}{\partial y_j} \right)$$

$$D'_j = 0.$$

$$G'_j = \left[ \left( Q_{j+1} - \dot{Q}_{j+1}^* \right) + \left( \frac{\partial Q_{gs}}{\partial A_g} \cdot \Delta A_g \right) \right]$$

## ANEXO 5

### MÉTODO DE ELIMINAÇÃO LOCAL

#### COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES

No MEL devem ser determinados os coeficientes (E,F,H) de cada um dos sub-trechos em que é dividido um trecho. Estes coeficientes são estabelecidos a partir de dois tipos de relações funcionais: uma entre cada nó e o sub-trecho adjacente; e a outra, entre sub-trechos adjacentes interiores ao trecho em análise. Estes dois tipos de relações são montadas efetuando-se varreduras dos trechos nas suas duas direções: montante para jusante e jusante para montante. A formulação descrita a seguir está baseada na figura 3.10.

#### 1.- VARREDURA DO TRECHO NO SENTIDO DE JUSANTE PARA MONTANTE:

a) Relações entre o nó e o sub-trecho adjacente:

- aplicando no trecho AB as equações recursivas (3.24) e (3.25) entre as seções (P-1) e (P)

$$A_{p-1} \cdot \Delta y_p + B_{p-1} \cdot \Delta Q_p + C_{p-1} \cdot \Delta y_{p-1} + D_{p-1} \cdot \Delta Q_{p-1} + G_{p-1} = 0 \quad \text{A5-1}$$

$$A'_{p-1} \cdot \Delta y_p + B'_{p-1} \cdot \Delta Q_p + C'_{p-1} \cdot \Delta y_{p-1} + D'_{p-1} \cdot \Delta Q_{p-1} + G'_{p-1} = 0 \quad \text{A5-2}$$

e a relação linear (3.63), aplicada nesses mesmos pontos

$$\Delta Q_{p-1} = E_{p-1} \cdot \Delta y_{p-1} + F_{p-1} + H_{p-1} \cdot \Delta y_p \quad \text{A5-3}$$

eliminando  $\Delta Q_p$  por combinação linear entre (A5-1) e (A5-2) e expressando seu resultado na forma de (A5-3), os coeficientes E, F e H ficam:

$$E_{p-1}^{AB} = - \left[ \frac{B'.C - B.C'}{B'.D - B.D'} \right]_{(p-1)} \quad A5-4$$

$$F_{p-1}^{AB} = - \left[ \frac{B'.G - B.G'}{B'.D - B.D'} \right]_{(p-1)} \quad A5-5$$

$$H_{p-1}^{AB} = - \left[ \frac{A'.B - A.B'}{B'.D - B.D'} \right]_{(p-1)} \quad A5-6$$

- o tratamento do trecho **AC** é idêntico ao **AB**.

b) Relações nos sub-trechos interiores (entre as duas seções adjacentes ao mesmo), efetuando o análise no trecho **AB** (no trecho **AC** o procedimento é igual).

Aplicando as equações recursivas (3.24) e (3.25) nas seções (j;j+1)

$$A_j \cdot \Delta y_{j+1} + B_j \cdot \Delta Q_{j+1} + C_j \cdot \Delta y_j + D_j \cdot \Delta Q_j + G_j = 0 \quad A5-7$$

$$A'_j \cdot \Delta y_{j+1} + B'_j \cdot \Delta Q_{j+1} + C'_j \cdot \Delta y_j + D'_j \cdot \Delta Q_j + G'_j = 0 \quad A5-8$$

eliminando mediante combinação linear entre elas  $\Delta y_{j+1}$  e após  $\Delta Q_{j+1}$ , e substituindo em:

$$\Delta Q_{j+1} = E_{j+1} \cdot \Delta y_{j+1} + F_{j+1} + H_{j+1} \cdot \Delta y_p \quad A5-9$$

e finalmente comparando o seu resultado com a equação (3.63), chega-se a:

$$E_j^{AB} = - \left[ \frac{(A'.C - A.C')_j + E_{j+1}^{AB} (B'.C - B.C')_j}{(A'.D - A.D')_j + E_{j+1}^{AB} (B'.D - B.D')_j} \right] \quad A5-10$$

$$F_j^{AB} = - \left[ \frac{(A'.G - A.G')_j + E_{j+1}^{AB} (B'.G - B.G')_j + F_{j+1}^{AB} (A'.B - A.B')_j}{(A'.D - A.D')_j + E_{j+1}^{AB} (B'.D - B.D')_j} \right] \quad A5-11$$

$$H_j^{AB} = \left[ \frac{(A'.B' - A'.B)_j \cdot H_{j+1}^{AB}}{(A'.D - A.D')_j + E_{j+1}^{AB} (B'.D - B.D')_j} \right] \quad A5-12$$

## 2.- VARREDURA DO TRECHO NO SENTIDO DE MONTANTE PARA JUSANTE:

a) Relações entre o nó e o sub-trecho adjacente:

- para o trecho **aA**, aplicando as equações recursivas (3.24) e (3.25) entre os seções (r) e (r-1) e realizando o procedimento descrito anteriormente, os coeficientes ficam:

$$E_{r-1}^{aA} = - \left[ \frac{A.D' - A'.D}{B.D' - B'.D} \right]_{(r-1)} \quad A5-13$$

$$F_{r-1}^{aA} = - \left[ \frac{D'.G - D.G'}{B.D' - B'.D} \right]_{(r-1)} \quad A5-14$$

$$H_{r-1}^{aA} = - \left[ \frac{C.D' - C'.D}{B.D' - B'.D} \right]_{(r-1)} \quad A5-15$$

b) Relações nos sub-trechos interiores (entre as duas seções adjacentes ao mesmo), efetuando o análise no trecho **aA**.

Aplicando as equações recursivas (3.24) e (3.25) entre as seções (j-1;j)

$$A_{r-1} \cdot \Delta y_r + B_{r-1} \cdot \Delta Q_r + C_{r-1} \cdot \Delta y_{r-1} + D_{r-1} \cdot \Delta Q_{r-1} + G_{r-1} = 0 \quad \text{A5-16}$$

$$A'_{r-1} \cdot \Delta y_r + B'_{r-1} \cdot \Delta Q_r + C'_{r-1} \cdot \Delta y_{r-1} + D'_{r-1} \cdot \Delta Q_{r-1} + G'_{r-1} = 0 \quad \text{A5-17}$$

eliminando mediante combinação linear entre elas  $\Delta y_{r-1}$  e após  $\Delta Q_{r-1}$ , e substituindo em:

$$\Delta Q_{r-1} = E_{r-1} \cdot \Delta y_{r-1} + F_{r-1} + H_{r-1} \cdot \Delta y_1 \quad \text{A5-18}$$

comparando o seu resultado com a equação (3.63), chega-se a

$$E_{r-1}^{aA} = - \left[ \frac{(A \cdot C' - A' \cdot C)_{(r-1)} + E_r^{aA} \cdot (A \cdot D' - A' \cdot D)_{(r-1)}}{(B \cdot C' - B' \cdot C)_{(r-1)} + E_r^{aA} \cdot (B \cdot D' - B' \cdot D)_{(r-1)}} \right] \quad \text{A5-19}$$

$$F_{r-1}^{aA} = - \left[ \frac{(C' \cdot G - C \cdot G')_{(r-1)} + E_r^{aA} (D' \cdot G - D \cdot G')_{(r-1)} + F_r^{aA} (C' \cdot D - C \cdot D')_{(r-1)}}{(B \cdot C' - B' \cdot C)_{(r-1)} + E_r^{aA} \cdot (B \cdot D' - B' \cdot D)_{(r-1)}} \right] \quad \text{A5-20}$$

$$H_{r-1}^{aA} = \left[ \frac{H_r^{aA} \cdot (C \cdot D' - C' \cdot D)_{(r-1)}}{(B \cdot C' - B' \cdot C)_{(r-1)} + E_r^{aA} \cdot (B \cdot D' - B' \cdot D)_{(r-1)}} \right] \quad \text{A5-21}$$