



**APLICATIVO COMPUTACIONAL PARA
DIMENSIONAMENTO DE CANAIS E
ESTRUTURAS HIDRÁULICAS**

ALISSON HOFSTATTER ZIEMER

2003

55914

MFN047876

ALISSON HOFSTATTER

**APLICATIVO COMPUTACIONAL PARA DIMENSIONAMENTO
DE CANAIS E ESTRUTURAS HIDRÁULICAS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, área de concentração em Irrigação e Drenagem, para obtenção do título de "Mestre".

Orientador

Prof. Dr. Jacinto de Assunção Carvalho

LAVRAS
MINAS GERAIS - 1

2000

**Ficha Catalográfica Preparada pela Divisão de Processos Técnicos da
Biblioteca Central da UFLA**

Hofstatter Ziemer, Alisson.

Aplicativo computacional para dimensionamento de canais e estruturas hidráulicas / Alisson Hofstatter Ziemer. – Lavras : UFLA, 2003.

94 p. : il.

Orientador: Jacinto de Assunção Carvalho.

Dissertação (Mestrado) – UFLA.

Bibliografia.

1. Hidráulica. 2. Software. 3. Dimensionamento. 4. Estrutura hidráulica. 5. Canal. I. Universidade Federal de Lavras. II. Título.

CDD-627
-627.13

ALISSON HOFSTATTER ZIEMER

**APLICATIVO COMPUTACIONAL PARA DIMENSIONAMENTO DE
CANAIS E ESTRUTURAS HIDRÁULICAS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, área de concentração em Irrigação e Drenagem, para obtenção do título de "Mestre".

APROVADA em 18 de fevereiro de 2003

Prof. Dr. Antônio Marciano da Silva

UFLA

Prof. Dr. Luís Artur Alvarenga Vilela

UFLA



Prof. Dr. Jacinto de Assunção Carvalho

UFLA

(Orientador)

LAVRAS

MINAS GERAIS - BRASIL

A Deus,

por sempre me conduzir nos caminhos corretos da vida;

à Carla,

pelo amor e companheirismo;

à Eliane,

pelo amor e ensinamentos de Mãe;

OFEREÇO

Ao meu irmão Cristian, pelo companheirismo e grande amizade;

Ao amigo Jayme pela amizade nos momentos especiais em que convivemos;

À vó Erna pelo amor que passa para seus netos;

À dinda Eliete, tio Nenê, Augusto e Vanessa por todos os momentos felizes que
passamos juntos.

DEDICO

AGRADECIMENTOS

A Deus pela possibilidade da vida.

À Universidade Federal de Lavras, especialmente ao Departamento de Engenharia, pela oportunidade de realizar o curso de Mestrado.

Ao CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela concessão da bolsa de estudos.

Aos professores da Área de Irrigação e Drenagem, pela importante colaboração na minha formação.

Aos professores membros da banca examinadora, Antônio Marciano da Silva e Luís Artur Alvarenga Vilela, pelas sugestões feitas ao trabalho.

Ao professor Jacinto de Assunção Carvalho pela amizade, dedicação e ensinamentos passados durante o curso.

Aos colegas de curso Luis Alexandre, Márcio Willian Roque e Polyana, pela convivência e persistência nos trabalhos realizados durante o curso.

Aos demais colegas de curso, pela amizade e companheirismo.

Ao aluno Cosme, do curso de Engenharia Agrícola pela colaboração durante a execução do programa.

Aos colegas de república Deoclécio, Nelson, Welson e Daniela, pela convivência, amizade e descontração.

A todos que de alguma forma contribuíram para que este trabalho atingisse o objetivo proposto.

BIOGRAFIA

Alisson Hofstatter Ziemer, filho de Eliane Hofstatter Moreira e Ubirajara Garcia Ziemer, nasceu em 30 de abril de 1975, em Camaquã - RS. Concluiu o segundo grau na Escola Estadual Nossa Senhora de Lourdes, em Pelotas - RS, no ano de 1993. Em 1994 ingressou na Infantaria (NPOR) e na Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Pelotas. Graduou-se Engenheiro Agrícola no ano de 2001. Durante o curso de engenharia realizou diversos estágios, entre eles, dois na empresa JIMA, situada em Jales - SP, atuando na área de irrigação. Também em 2001 ingressou no curso de mestrado em Engenharia Agrícola, da Universidade Federal de Lavras - MG, área de concentração Irrigação e Drenagem, concluindo o mesmo em Fevereiro de 2003.

SUMÁRIO

RESUMO.....	i
ABSTRACT	ii
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	3
2.1 Estimativa da vazão de projeto.....	3
2.1.1 Tempo de concentração.....	3
2.1.2 Tempo de retorno.....	8
2.1.3 Equação de intensidade-duração e frequência.....	9
2.1.4 Coeficiente de escoamento superficial.....	10
2.1.5 Equações para estimar a vazão de projeto.....	10
2.2 Condutos livres.....	13
2.2.1 Energia específica.....	14
2.2.2 Número de Froude.....	14
2.2.3 Movimento uniforme.....	15
2.2.4 Fórmula de Manning.....	17
2.2.5 Folga nos canais.....	17
2.2.6 Seções de máxima eficiência hidráulica.....	18
2.2.7 Limites de velocidade em canais.....	18
2.2.8 Inclinação dos taludes em função do material do canal.....	19
2.2.9 Seções com rugosidades diferentes.....	20
2.3 Seções compostas.....	20
2.4 Transições.....	21
2.4.1 Ascensão ou depressão suave do fundo do canal.....	22
2.4.1.1 Elevação suave do fundo do canal.....	22
2.4.1.2 Depressão suave no fundo do canal.....	23
2.4.2 Contração ou expansão gradual na largura do canal.....	23
2.4.2.1 Contração da largura do canal.....	23
2.4.2.2 Expansão da largura do canal.....	24
2.4.3 Máxima contração ou elevação.....	25

2.5 Movimento gradualmente variado.....	25
2.5.1 Curvas de remanso.....	26
2.5.1.1 Método das diferenças finitas	27
2.6 Bueiros.....	28
2.6.1 Tipo 1 – Escoamento à seção plena	29
2.6.2 Tipo 2 – Hidraulicamente longo	31
2.6.3 Tipo 3 – Hidraulicamente curto	31
2.6.4 Tipo 4 – Conduto livre.....	32
2.7 Dissipação de energia	33
2.7.1 Bacias de Dissipação	34
2.7.2 Rampa com blocos.....	38
2.7.3 Dissipador tipo impacto	39
3 MATERIAL E MÉTODOS	40
3.1 Estimativa da vazão de projeto	42
3.2 Movimento Uniforme	44
3.2.1 Seções de máxima eficiência hidráulica	46
3.2.2 Seções com rugosidades diferentes.....	47
3.2.3 Canais de seção composta.....	47
3.3 Transições.....	48
3.3.1 Contração ou expansão gradual da largura do canal.....	48
3.3.2 Ascensão ou depressão suave do fundo do canal.....	49
3.4 Curvas de remanso.....	50
3.4.1 Método das diferenças finitas	50
3.5 Bueiros.....	52
3.6 Dissipadores de energia	53
3.6.1 Bacia Tipo I	56
3.6.2 Bacia Tipo III.....	57
3.6.3 Bacia Tipo IV	59
3.6.4 Rampa com blocos.....	60
3.6.5 Dissipador Tipo Impacto	61
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	64

4.1 Descrição do aplicativo.....	64
4.1.1 Instalação.....	64
4.1.2 Janela principal.....	65
4.1.3 Arquivo.....	66
4.1.4 Menu Arquivo nas janelas de cálculo.....	66
4.2 Estimativa da vazão de projeto.....	67
4.2.1 Características da bacia.....	68
4.2.2 Tempo de concentração.....	69
4.2.3 Intensidade máxima-média de precipitação.....	69
4.2.4 Vazão de projeto.....	71
4.2.5 Exemplo de aplicação.....	72
4.3 Movimento Uniforme.....	73
4.3.1 Exemplo de aplicação.....	74
4.4 Seções de máxima eficiência hidráulica.....	75
4.4.1 Exemplo de aplicação.....	76
4.5 Canais de seção composta.....	77
4.5.1 Exemplo de aplicação.....	78
4.6 Transições.....	79
4.6.1 Exemplo de aplicação.....	80
4.7 Curvas de Remanso.....	81
4.7.1 Método das diferenças finitas.....	81
4.7.2 Exemplo de aplicação.....	82
4.8 Bueiros.....	83
4.8.1 Exemplo de aplicação.....	85
4.9 Dissipadores de energia.....	85
4.9.1 Exemplo de aplicação.....	87
4.10 Ajuda do programa (<i>Help</i>).....	87
5 CONCLUSÕES.....	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	90
ANEXO A.....	94

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da bacia (L^2)
a	parâmetro de ajuste da equação IDF (adimensional)
b	largura (L)
B	largura superior (L)
b	parâmetro de ajuste da equação IDF (adimensional)
C	coeficiente de escoamento superficial (decimal)
c	parâmetro de ajuste da equação IDF (adimensional)
cd	coeficiente de descarga (adimensional)
C_m	Coeficiente de escoamento superficial médio (adimensional)
C_{mm}	coeficiente de escoamento superficial para a fórmula de Mcmath (adimensional)
D	diâmetro (L)
dz_{max}	ascensão máxima (L)
dz_{min}	depressão mínima (L)
E	Energia específica (L)
Fr	número de Froude (adimensional)
g	aceleração da gravidade (L/T^2)
h	altura de água sobre o centro do bueiro (L)
H	desnível da bacia (L)
h_2	altura da soleira (L)
h_3	altura do bloco (L)
h_f	perda de carga (L)

VIB	velocidade de infiltração básica (L/T)
y	profundidade (L)
y_c	profundidade crítica (L)
y_j	profundidade de jusante (L)
y_m	profundidade de montante (L)
y_m	profundidade hidráulica (L)
y_r	altura do ressalto (L)
z	inclinação dos taludes
ΔE	diferença de energia específica (L)
Δz	desnível (L)

RESUMO

HOFSTATTER ZIEMER, Alisson. Aplicativo Computacional para Dimensionamento de Canais e Estruturas Hidráulicas. LAVRAS: UFLA, 2003. 95p. (Dissertação – Mestrado em Engenharia Agrícola)*

O uso de programas computacionais para dimensionamento de projetos de engenharia, além de agilizar os cálculos permite a simulação de efeitos de condições variáveis sobre o sistema em projeto. Projetos de obras hidráulicas envolvem cálculos trabalhosos, requerendo muitas horas de planejamento. Este trabalho teve por objetivo desenvolver um aplicativo computacional, na linguagem de programação *Microsoft Visual Basic* versão 6.0, para auxiliar o projetista no dimensionamento hidráulico de canais e diversas estruturas. O programa possibilita a obtenção da vazão de projeto, parâmetro chave no dimensionamento de obras hidráulicas, utilizando as principais equações para estimativa do tempo de concentração e vazão. Possui um banco de dados com diversas equações IDF que possibilita ao usuário a obtenção da intensidade de precipitação para qualquer localidade, além disso, permite ainda a inserção de novas equações pelo usuário. Com o programa obtém-se, facilmente: o dimensionamento de diversas seções de canais no movimento uniforme, seções econômicas, rugosidade e seções compostas, dimensionamento de transição em canais (contração, alargamento, elevação e depressão do fundo do canal), simulação e cálculo das curvas de remanso, dimensionamento de bacias de dissipação (modelos USBR I, II, III, IV, VI e IX) e dimensionamento hidráulico de bueiros considerando as diversas condições de funcionamento desta estrutura. Possui ainda um arquivo de ajuda que permite ao usuário, além de orientações quanto ao uso do próprio programa, consulta técnica sobre qualquer assunto relativo aos processos utilizados no programa.

* Comitê Orientador: Jacinto de Assunção Carvalho - UFLA (Orientador).

ABSTRACT

HOFSTATTER ZIEMER, Alisson. **Software for Open Channels and Hydraulic Structures Design**. LAVRAS: UFLA, 2003. 95p. (Dissertation – Master in Agricultural Engineering)*

The use of computer programs for engineering project design, besides shortening calculation time, allows fast simulations of project behavior under different design scenarios. Design of open channel and its hydraulic structures involves hard calculation work that consumes lots of planning hours. This work objective was the development of a computational application, in *Microsoft Visual Basic 6.0* language, to be used as a tool for open channel design and for the design of several hydraulic structures in open channels. The program provides project discharge requirement determinations, an important parameter for hydraulic structures design, based on several time of concentration equations. An internal database provides to the user access to rainfall intensity values from the project location. Duration of rainfall, rainfall intensity, uniform flow sections design, roughness and composed sections, economic design, channel transitions, water surface profiles, culverts design under several flow regime and energy dissipators design (Basin USBR I, II, III, IV, VI e IX) are provided by the program. A help file instructs program use and explain technical aspects related to the calculations.

* Guidance Committee: Jacinto de Assunção Carvalho - UFLA (Major Professor).

1 INTRODUÇÃO

Cada vez mais os recursos hídricos vêm recebendo atenção especial por parte da população e dos órgãos ambientais do mundo inteiro, vindo a se tornar um dos bens econômicos e sociais mais importantes da atualidade. O uso irracional e a distribuição irregular contribuem para tornar esse recurso cada vez mais escasso. Atualmente, o uso de água proveniente da superfície ou subsuperfície requer a concessão de outorga para garantir o direito de uso.

As obras hidráulicas realizadas em canais e bacias hidrográficas, têm influência direta na conservação e manutenção destes recursos, e os estudos, modelagens e simulações dos problemas de questões hidráulicas, na chamada engenharia de recursos hídricos, tornam-se cada vez mais complexos.

O fator chave no dimensionamento das obras hidráulicas é a obtenção da vazão máxima de projeto em função das características hidrológicas do local, sendo que este valor pode ser calculado por meio de fórmulas racionais e empíricas.

Os canais estão entre as principais estruturas utilizadas na condução de água para a agricultura irrigada, abastecimento, drenagem urbana, condução de efluentes, entre outros. Falhas no dimensionamento dessas obras podem acarretar o insucesso do projeto e até mesmo danos ao ambiente.

Diversas estruturas hidráulicas são utilizadas em sistemas de condução, drenagem ou de proteção, como por exemplo: bueiros, extravasores e dissipadores de energia. O dimensionamento dessas estruturas requer, além do uso da estimativa da vazão máxima de projeto, cálculos hidráulicos que muitas vezes envolvem simulações diversas e interações, redundando em processos trabalhosos e morosos. Na maioria das vezes, as dificuldades para obtenção dos parâmetros hidrológicos do projeto determinam o insucesso do mesmo. Um dos

principais fatores nas falhas da condução de água em canais, seja para irrigação ou outros fins, são os erros cometidos no dimensionamento.

As linguagens de programação possibilitam a elaboração de rotinas que realizam a maioria dos cálculos, diminuindo a incidência de erros e agilizando o dimensionamento da obra através de estudos e simulações mais precisas do problema.

Este aplicativo tem por objetivo dar condições ao engenheiro projetista de estimar a vazão máxima de projeto por intermédio de fórmulas empíricas e racionais, auxiliar no dimensionamento de canais de seções simples e compostas que operam em movimento uniforme, verificar o comportamento do escoamento em transições e curvas de remanso, projetar estruturas que atuem na dissipação do excesso de energia da massa de fluido, dimensionar e simular o funcionamento de bueiros e servir como consulta dos itens necessários para elaboração dos projetos acima citados.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Os condutos livres e estruturas hidráulicas são de grande importância, tanto na zona rural como na urbana, servindo como meio de condução de água para sistemas de irrigação, drenagem e esgotos.

Para o dimensionamento dessas obras deve-se estimar a vazão de projeto, através da análise das características hidrológicas do local de projeto. Os cálculos envolvidos nestes tipos de dimensionamento são relativamente complexos e muitos projetistas encontram dificuldades para realiza-los. Bernardo (1995), considera que o erro no dimensionamento possa ser um dos principais problemas nas falhas ocorridas na condução de água em canais.

A seguir estão detalhadas as etapas para determinar a vazão de projeto, dimensionamento de condutos livres, transições, curvas de remanso, bueiros e dissipadores de energia.

2.1 Estimativa da vazão de projeto

Para o dimensionamento de obras de engenharia, tais como, canais e suas estruturas, barragens, obras de proteção contra cheias, é necessário o estudo da vazão máxima de escoamento superficial correspondente a um determinado período de retorno. Essa vazão é função da chuva de projeto, que segundo Pruski & Silva (1997) é obtida por meio do estudo das precipitações intensas.

2.1.1 Tempo de concentração

O tempo gasto para a gota de chuva deslocar-se do ponto mais afastado da bacia até sua saída, é chamado de tempo de concentração (Chow, 1964).

A duração da chuva a ser aplicada na equação de Intensidade-duração e frequência, deve ser igual ao tempo de concentração, considerando-se a

intensidade de precipitação constante ao longo dessa duração (Pruski & Silva, 1997).

Freitas (1984) sugere que quando existirem áreas compostas em uma bacia, os tempos de concentração devem ser calculados através da soma dos tempos de concentração sobre as áreas individuais em série.

O tempo de concentração não é constante para uma bacia, dependendo de fatores como intensidade e distribuição de chuvas na bacia e cobertura vegetal. Freitas (1984), relata que alguns dos principais fatores que influem no cálculo do tempo de concentração são:

- área e forma da bacia;
- declividade média da bacia;
- comprimento e declividade do curso principal;
- tipo de cobertura vegetal;
- comprimento e declividade dos diversos tributários;
- distância horizontal entre o ponto mais afastado da bacia e sua saída;
- rugosidade dos talwegues.

De acordo com Villela & Mattos (1975), a declividade média da bacia pode ser obtida por uma das formas abaixo, ficando a critério do usuário definir a que melhor se enquadre no projeto.

- Declividade S_1 : É obtida dividindo-se o desnível da bacia pelo comprimento do talvegue principal.
- Declividade S_2 : Traça-se no gráfico do perfil longitudinal uma linha S_2 , em que a área compreendida entre ela e a abscissa seja igual a compreendida entre a curva dos pontos do perfil e a abscissa.
- Declividade S_3 : Média harmônica ponderada da raiz quadrada das declividades dos diversos trechos retilíneos, tomando-se como peso a extensão de cada trecho.

O tempo de concentração pode ser obtido por diversas fórmulas. Freitas (1984) descreve em seu trabalho equações de diversos autores para o cálculo desta variável. O projetista deve adaptar o seu caso com o método de cálculo que mais se assemelha às suas condições.

Pruski & Silva (1997) afirmam que o método cinemático (Equação 1) é o mais correto sob o ponto de vista conceitual, isto porque são levadas em conta as características específicas do escoamento da bacia em estudo.

$$t_c = \frac{1000}{60} \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \quad (1)$$

em que:

t_c : tempo de concentração, min

L_i : distância percorrida no trecho considerado, km

V_i : velocidade média no trecho considerado, m/s

A Tabela 1, apresentada por Pruski & Silva (1997), traz a recomendação dos autores de velocidades médias para o cálculo do tempo de concentração através do método cinemático.

TABELA 1 - Velocidades médias para o cálculo do tempo de concentração.

Descrição do escoamento	Declividade (%)			
	0 - 3	4 - 7	8 - 11	> 12
Sobre a superfície do terreno				
Florestas	0 - 0,5	0,5 - 0,8	0,8 - 1,0	> 1,0
Pastos	0 - 0,8	0,8 - 1,1	1,1 - 1,3	> 1,3
Áreas cultivadas	0 - 0,9	0,9 - 1,4	1,4 - 1,7	> 1,7
Pavimentos	0 - 2,6	2,6 - 4,0	4,0 - 5,2	> 5,2
Em canais				
Mal definidos	0 - 0,6	0,6 - 1,2	1,2 - 2,1	
Bem definidos	Calcular pela equação de Manning			

Fonte: Pruski & Silva (1997)

Segundo Pruski & Silva (1997) a equação de Kirpich (Equação 2) é uma das que são usadas mais freqüentemente para obtenção do tempo de concentração. Conforme Freitas (1984), esta equação foi desenvolvida a partir de informações de sete pequenas bacias agrícolas do Tenesse, com declividades variando de 3 a 10% e áreas de 0,5 km² no máximo. Quando o valor de L é superior a 10 km, a fórmula parece subestimar o valor de tc. (Pruski & Silva, 1997).

$$t_c = 3,9756 \cdot \left(\frac{L^2}{I} \right)^{0,385} \quad (2)$$

em que:

L : comprimento, em planta, do talvegue principal, desde a saída da bacia até sua extremidade superior e, desta, em linha reta, até o ponto mais afastado da bacia, km

I : declividade do talvegue principal, m/m

Freitas (1984) recomenda a fórmula de Ventura com variações para regiões planas (Equação 3) e declivosas (Equação 4).

$$t_c = 454 \cdot \sqrt{A} \quad \text{para regiões quase planas.} \quad (3)$$

$$t_c = 7,632 \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \quad \text{para regiões em declive.} \quad (4)$$

em que:

A : área da bacia hidrográfica, km²

Freitas (1984) apresenta a equação de Vem Te Chow (Equação 5) para estimar o tempo de concentração em bacias hidrográficas de até 24,28 km².

$$t_c = 52,64 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,64} \quad (5)$$

em que:

I : declividade do talvegue principal, m/km

L : comprimento do talvegue principal, km

A fórmula de Dodge (Equação 6) foi determinada com os dados provenientes de dez bacias rurais, com áreas abrangendo 140 a 930 km². Seus parâmetros refletem o comportamento de bacias médias e escoamento predominante em canais (Freitas, 1984).

$$t_c = 21,88 \cdot A^{0,41} \cdot S^{-0,17} \quad (6)$$

em que:

S : declividade da bacia, m/km

Outra equação bastante conhecida é a de Giandotti, que segundo Freitas (1984), é empregada quando a duração da chuva é superior ao valor de t_c .

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H}} \quad (7)$$

em que:

H : desnível da bacia, m

Estão citadas acima somente algumas das inúmeras fórmulas existentes para o cálculo do tempo de concentração. Mais equações podem ser encontradas em Freitas (1984).

2.1.2 Tempo de retorno

Período de retorno ou período de recorrência para valores máximos de uma enchente (ou de qualquer evento) é o tempo médio em anos que este evento é igualado ou superado pelo menos uma vez (Villela & Mattos, 1975). Segundo este mesmo autor a fixação do período de retorno para uma enchente, depende de alguns fatores, como:

- vida útil da obra;
- tipo de estrutura;
- facilidade de reparação e ampliação;
- perigo de perdas de vida.

As Tabelas 2 e 3 sugerem valores para adotar como tempo de retorno.

TABELA 2 - Sugestões de tempo de retorno para obras hidráulicas.

Obra	Tempo de retorno (anos)
Extravasador de uma barragem de terra	1000
Barragem de concreto	500
Galeria de águas pluviais	5 a 20
Pequena barragem de concreto	50 a 100

Fonte: Villela & Mattos (1975)

TABELA 3 - Períodos de retorno propostos por DAEE – CETESB, em função do tipo de ocupação da área.

Tipo de obra	Tipo de ocupação da área	Tr (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Área com edifícios de serviço ao público	5
	Aeroportos	2 – 5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 – 10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50 – 100
	Áreas de importância específica	500

Fonte: Tucci (2001)

2.1.3 Equação de intensidade-duração e frequência

Dernadin et al. (1980) definem intensidade de precipitação como sendo a relação entre a altura pluviométrica e a duração da precipitação, geralmente expressa em mm/h. O mesmo autor caracteriza tempo de duração da chuva como sendo o tempo contado desde o início até o fim da precipitação.

Pfastetter (1957) foi o pioneiro a analisar registros pluviográficos e pluviométricos para determinar as curvas IDF. A partir deste estudo surgiram diversos tipos de equações para representar a intensidade de precipitação (Tucci, 2001).

De acordo com Assad et al. (1992), o conhecimento da chuva máxima tem como aplicação o dimensionamento de barragens, estudos de irrigação e drenagem, controle de enxurradas, dentre outros.

A estimativa da intensidade média máxima de precipitação para o local de projeto pode ser obtida pela equação de intensidade-duração e frequência (IDF) de Villela & Mattos (1975), definida para uma determinada região por meio do estudo de suas precipitações intensas:

$$i_m = \frac{K \cdot Tr^a}{(tc + b)^c} \quad (8)$$

em que:

i_m : intensidade média máxima da precipitação, mm/h

Tr : período de retorno, anos

tc : tempo de concentração, min.

K, a, b, c : parâmetros de ajuste, relativos à estação pluviográfica estudada.

Diversos autores publicaram equações IDF para localidades do Brasil (Dernadin et al., 1980; Dernadin & Freitas, 1982; Silva et al., 1999a; Pinto et al., 1996; Fendrich, 1998; Silva et al., 1999b) . As mesmas são obtidas através

do ajuste de equações matemáticas pelo método de regressão múltipla linear (Dernadin et al. 1980).

2.1.4 Coeficiente de escoamento superficial

O coeficiente de escoamento superficial, também chamado de coeficiente de “run off”, é definido como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado, sendo função da topografia, cobertura vegetal e tipo de solo (Villela & Mattos, 1975). Existem diversas tabelas com indicações de valores de coeficiente de deflúvio para projetos.

Caso a bacia seja composta por áreas com cobertura vegetal, tipo de solo e declividades diferentes, deve ser calculado o coeficiente de escoamento superficial médio (Equação 9), baseado na porcentagem da área para cada valor de C (Carvalho, 2000).

$$C_m = \sum_{i=1}^n (A_n \cdot C_n) \quad (9)$$

em que:

C_m : coeficiente de escoamento superficial médio (adimensional)

A_n : porcentagem da área n , decimal

C_n : coeficiente de escoamento superficial da área n

2.1.5 Equações para estimar a vazão de projeto

Dentre os métodos de estimativa de vazão, as fórmulas racionais e empíricas tem seu uso mais generalizado, devido à facilidade de uso e também por falta de dados para a aplicação de outros métodos (Carvalho, 2000).

O Método Racional foi desenvolvido para estimar vazões máximas em pequenas bacias urbanas, onde a proporção de área impermeável é grande. Também pode ser utilizado para bacias agrícolas, que não excedam 100 – 200 ha

(Pruski & Silva, 1997). Esse método consiste na aplicação da fórmula Racional, levando em conta o coeficiente de escoamento superficial, a área da bacia e a intensidade de precipitação para o local de projeto.

$$Q = \frac{C \cdot i_m \cdot A}{360} \quad (10)$$

em que:

- Q : vazão máxima de escoamento superficial, m³/s
 C : coeficiente de escoamento superficial, adimensional
 i_m : intensidade média máxima de precipitação, mm/h
 A : área da bacia de drenagem, ha

Euclides (1987) introduziu um coeficiente de retardamento na equação racional, com o objetivo de melhorar a estimativa da vazão máxima de escoamento superficial em bacias hidrográficas estudadas na região sul de Minas Gerais. Este método ficou conhecido como Método Racional Modificado.

$$Q = \frac{C \cdot i_m \cdot A}{360} \cdot \phi \quad (11)$$

em que:

$$\phi = 0,278 - 0,00034 \times A$$

- A : área da bacia, km²

Outra fórmula utilizada para o cálculo da vazão máxima de escoamento superficial, apresentada por Armco (1943), é a de Burkli-Ziegler:

$$Q = 0,022 \cdot C \cdot i_m \cdot A \cdot \sqrt[4]{\frac{S}{A}} \quad (12)$$

em que:

- i_m : intensidade da chuva, cm/h
 A : área da bacia de drenagem, ha
 S : declividade média da bacia, m/km
 C : coeficiente de escoamento superficial, adimensional

Esta fórmula recomenda a utilização dos seguintes valores para o coeficiente de escoamento superficial:

C = 0,75 para ruas pavimentadas e bairros bastante edificados

C = 0,625 para ruas comuns da cidade

C = 0,30 para povoados com praças e ruas macadamizadas

C = 0,25 para campos de cultura

Para bacias maiores que 200 ha, o mesmo autor apresenta a Fórmula de McMath, a qual possui coeficientes de escoamento superficiais próprios:

$$Q = 0,0091 \cdot C_{mm} \cdot i_m \cdot \sqrt[5]{A^4 \cdot S} \quad (13)$$

em que:

i_m : intensidade da chuva, mm/h

S : declividade média da bacia, m/m

C_{mm} : coeficiente de escoamento superficial para fórmula de McMath

TABELA 4 - Coeficientes de escoamento superficial para a fórmula de McMath.

Condições de escoamento	Cobertura vegetal	Textura	Topografia
Baixa	Gramínea (0,08)	Arenosa (0,12)	Plana (0,04)
Moderada	Intensa (0,12)	Leve (0,12)	Ligeiramente ondulada (0,06)
Média	Razoável à rala (0,16)	Média (0,16)	Ondulada à montanhosa (0,08)
Alta	Rala à esparsa (0,22)	Pesada (0,22)	Montanhosa à escarpada (0,11)
Muito Alta	Esparsa à descoberta (0,30)	Pesada ou rochosa (0,30)	Escarpada (0,15)

Fonte: Carvalho (2000)

2.2 Condutos livres

A principal característica do escoamento em condutos livres é que sobre a superfície do líquido atua a pressão atmosférica. Devido a esse fator, o escoamento se processa necessariamente por gravidade.

Segundo Porto (1999), os canais podem ser classificados como naturais ou artificiais. Os naturais são os existentes na natureza, como por exemplo, rios e córregos. Já os artificiais são aqueles construídos pelo homem, como canais de irrigação e galerias.

Porto (1999) e Cirilo et al. (2001) comentam que os princípios básicos do escoamento livre são os mesmos daqueles referentes ao escoamento forçado, porém existe uma grande variabilidade com relação à forma e rugosidade das paredes.

As principais características geométricas e hidráulicas utilizadas nos cálculos no escoamento livre são:

- seção ou área molhada (A): é toda seção perpendicular ao escoamento, molhada pela água;
- perímetro molhado (P): é o comprimento da linha de contorno molhada pela água;
- largura da superfície (B): largura da superfície em contato com a atmosfera;
- profundidade (y): é a distância do fundo do canal até a superfície livre d'água;
- profundidade hidráulica (y_m): razão entre a área molhada (A) e a largura da superfície (B);
- raio hidráulico (R_h): razão entre a área molhada e o perímetro molhado.

O escoamento em canais normalmente é classificado como movimento uniforme, movimento gradualmente variado ou movimento bruscamente variado (Carvalho, 2000). Os canais constituem obras de dimensionamento complexo porque a superfície livre pode variar no espaço e no tempo e, em consequência, a profundidade do escoamento, a vazão, a declividade do fundo e a do espelho líquido são grandezas interdependentes.

2.2.1 Energia Específica

Segundo Carvalho (2000), a energia específica é a quantidade de energia, por unidade de peso do líquido, medida a partir do fundo do canal.

$$E = y + \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (14)$$

em que:

- E : energia específica, m
- y : profundidade de escoamento, m
- v : velocidade de escoamento, m.s⁻¹
- g : aceleração da gravidade, m.s⁻²

Porto (1999) relata que esse conceito é extremamente importante no estudo dos escoamentos em canais, como por exemplo nos cálculos que envolvem alteração da cota do fundo, alargamentos e estreitamentos da seção.

2.2.2 Número de Froude

O Número de Froude é definido como sendo a raiz quadrada da relação entre as forças de inércia e da gravidade (Porto, 1999).

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_m}} \quad (15)$$

em que:

Fr : Número de Froude (adimensional);

v : Velocidade do escoamento (m/s);

y_m : Profundidade hidráulica (m).

O mesmo autor relata que o Número de Froude (Equação 15) é utilizado para classificar os escoamentos livres que ocorrem nas aplicações práticas, em três tipos:

- a) escoamento subcrítico ou fluvial, $Fr < 1$;
- b) escoamento crítico, $Fr = 1$;
- c) escoamento supercrítico ou torrencial, $Fr > 1$.

Porto (1999) define escoamento crítico como sendo o valor mínimo da energia específica para uma dada vazão.

2.2.3 Movimento uniforme

O escoamento em movimento uniforme é aquele em que há uma constância dos parâmetros hidráulicos, como área molhada, altura d'água etc., para as várias seções do canal (Porto, 1999).

Esse movimento ocorre, em condições de equilíbrio dinâmico, entre a força aceleradora e as forças de resistência.

As forças de resistência são originadas por uma tensão de cisalhamento entre a água e a parede molhada. Elas dependerão da viscosidade do fluido e da rugosidade do canal. A componente da força da gravidade, na direção do escoamento, é a força aceleradora (Carvalho, 2000).

Aplicando-se a equação de Bernoulli entre duas seções 1 e 2, afastadas por uma distância L , tem-se:

$$y_1 + z_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = y_2 + z_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + h_f \quad (16)$$

No movimento uniforme as velocidades de escoamento, áreas molhadas e profundidade de escoamento não são alteradas, ou seja, $v_1=v_2$, $A_1=A_2$ e $y_1=y_2$.

Desta forma é correto dizer que:

$$z_1 = z_2 + h_f \quad (17)$$

e

$$h_f = z_1 - z_2, \text{ daí: } J = \frac{h_f}{L} \quad (18)$$

em que:

- y_1 : profundidade na seção 1, m
- z_1 : cota do fundo do canal na seção 1, m
- v_1 : velocidade na seção 1, $m \cdot s^{-1}$
- A_1 : área molhada na seção 1, m^2
- y_2 : profundidade na seção 2, m
- z_2 : cota do fundo do canal na seção 2, m
- v_2 : velocidade na seção 2, $m \cdot s^{-1}$
- A_2 : área molhada na seção 2, m^2
- h_f : perda de carga, m
- J : perda de carga unitária, $m \cdot m^{-1}$
- L : distância entre a seção 1 e a seção 2, m

Isto demonstra que, em trechos onde ocorre o movimento uniforme, a perda de carga é igual à diferença de cotas da superfície d'água, resultando num paralelismo entre a linha de energia, linha d'água e do fundo do canal.

2.2.4 Fórmula de Manning

A fórmula de Manning é uma equação simples e por isso uma das mais empregadas para o dimensionamento de canais. Foi proposta por Manning em 1889, através de análise de resultados experimentais, obtidos por ele e outros pesquisadores.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (20)$$

em que:

- V : Velocidade, m/s
- R : Raio hidráulico, m
- I : Declividade, m/m
- n : Coeficiente de atrito

Um dos fatores que favorecem a utilização desta fórmula é a fácil obtenção dos coeficientes de atrito, que dependerão do tipo de revestimento do conduto. Esses valores são encontrados na literatura voltada ao estudo da hidráulica e em catálogos de fabricantes de revestimentos e condutos.

2.2.5 Folga nos canais

É importante a adoção de uma folga para evitar problemas de transbordamentos ou contrabalançar a diminuição da capacidade devido à sedimentação. Carvalho (2000) diz que, por medida de segurança, deve-se aumentar o valor da profundidade de 20 a 30% e Bernardo (1995) recomenda os seguintes valores:

TABELA 5 - Valores da borda livre em função da vazão do canal.

Vazão do canal (m ³ /s)	Borda livre (m)
até 0,39	0,20
0,40 a 0,69	0,35
0,70 a 0,99	0,45
1,00 a 2,99	0,55

Fonte: Bernardo (1995)

2.2.6 Seções de máxima eficiência hidráulica

Também chamada de mínima resistência, de menor perímetro molhado ou de seção econômica, a seção de máxima eficiência é aquela que para determinada área, rugosidade e declividade, a vazão é máxima (Carvalho 2000).

Porto (1999) recomenda o estudo desse tipo de seção como possível solução para o projeto, já que possui a melhor eficiência hidráulica e a mínima superfície de revestimento, o que contribui na diminuição dos custos da obra.

As seções de máxima eficiência hidráulica nem sempre são fáceis de se realizar na prática, devido a inconvenientes na construção ou ao uso inadequado do material.

O semicírculo é a seção que apresenta a melhor eficiência hidráulica, pois possui o menor perímetro molhado entre seções com a mesma área.

2.2.7 Limites de velocidade em canais

No projeto do canal devem ser respeitados os limites de velocidade, evitando problemas de assoreamento e erosão. Bernardo (1995), recomenda alguns valores máximos para a velocidade média no canal a fim de evitar erosão (Tabela 6). O autor também recomenda valores de velocidade mínima para evitar assoreamento (Tabela 7).

TABELA 6 - Valores de velocidades máximas, recomendadas para canais em função do material de revestimento do mesmo.

Tipo de canal	Velocidade (m/s)
× Canal em areia muito fina	0,20 a 0,30
√ Canal em areia grossa pouco compactada	0,30 a 0,50
∩ Canal em terreno arenoso comum	0,60 a 0,80
Canal em terreno sílico-argiloso	0,70 a 0,80
Canal em terreno argiloso compacto	0,80 a 1,20
Canal em rocha	2,00 a 4,00
Canal de concreto	4,00 a 10,0

Fonte: Bernardo (1995)

TABELA 7 - Valores mínimos recomendáveis para velocidade média no canal, para evitar problemas com sedimentação.

Tipo de canal	Velocidade (m/s)
Água com suspensão fina	0,30
Água com areia fina	0,45
Água de esgoto	0,60
Água pluvial	0,75

Fonte: Bernardo (1995)

2.2.8 Inclinação dos taludes em função do material do canal

A inclinação das paredes laterais de um canal depende principalmente do tipo de material. A Tabela 8 traz inclinações desejáveis para uso com vários tipos de materiais.

TABELA 8 - Recomendação da inclinação das paredes laterais em função da natureza das paredes.

Natureza das paredes	z
Canais em terra sem revestimento	2,5 a 5,0
Canais em saibro, terra porosa	2,0
Cascalho roliço	1,75
Terra compacta sem revestimento	1,5
Terra muito compacta, paredes rochosas	1,25
Rochas estratificadas, alvenaria de pedra bruta	0,5
Rochas compactas, alvenaria acabada, em concreto	0,0

Fonte: Azevedo et al. (1998)

2.2.9 Seções com rugosidades diferentes

Quando o perímetro molhado de uma mesma seção possuir trechos de diferentes rugosidades, deve-se calcular a rugosidade equivalente (Carvalho, 2000).

As seções com diferentes rugosidades podem ser utilizadas quando não há necessidade de revestimento total na seção do canal, como por exemplo um canal de seção qualquer com fundo não revestido e lateral de pedras irregulares.

Azevedo et al. (1998) apresenta a equação proposta por Forchheimer para calcular a rugosidade média:

$$n_e = \sqrt{\frac{P_1 \cdot n_1^2 + P_2 \cdot n_2^2 + P_3 \cdot n_3^2 + \dots + P_n \cdot n_n^2}{P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n}} \quad (21)$$

em que:

n_e : Rugosidade equivalente

P_n : Perímetro do n-ésimo segmento, m

n_n : Rugosidade do n-ésimo segmento

Segundo Carvalho (2000), a rugosidade equivalente também pode ser calculada, de acordo com a seguinte expressão:

$$n_e \cdot PT = n_1 \cdot P_1 + n_2 \cdot P_2 + n_3 \cdot P_3 + \dots + n_n \cdot P_n \quad (20)$$

em que:

PT : Perímetro total, m

2.3 Seções compostas

Canais desse tipo são utilizados para funções especiais, como por exemplo, retificação de cursos d'água e drenagem de águas pluviais, onde a vazão apresenta variações significativas. Um canal pode ser composto por varias subseções, possuindo, cada subseção, rugosidades diferentes ou não.

Deve-se dimensionar a seção para suportar a vazão máxima, porém quando a mesma estiver transportando uma vazão muito menor, poderá haver deposição de material no fundo do canal (Carvalho, 2000). Para que não ocorra esse problema, utilizam-se as seções compostas. Assim, a seção menor fica com a função de escoar as vazões menores, evitando a ocorrência de deposição de material.

Azevedo et al. (1998) salienta que no cálculo hidráulico de seções irregulares ou duplas, obtêm-se melhores resultados subdividindo a seção em partes cujas profundidades não sejam muito diferentes. Portanto, a vazão total será a soma das vazões parciais destas subseções (Azavedo et al., 1998):

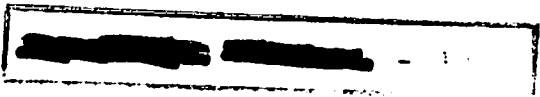
$$QT = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_i \quad (23)$$

2.4 Transições

Em algumas situações o canal deve transpor alguns obstáculos que necessitam de modificação das características geométricas do mesmo. Pode-se citar, por exemplo, a passagem sob uma estrada, onde o nível d'água deve sofrer um rebaixamento. Outro caso é a redução na largura do canal devido à construção de pilares de uma ponte ou estrutura qualquer.

Devido a esses fatores, torna-se de especial importância os cálculos das transições, visando evitar problemas de transbordamentos e perturbações que venham a ocorrer no escoamento (Bernardo, 1995).

Em uma transição deve-se evitar modificar as condições de escoamento para que não ocorram perturbações à montante (transbordamentos e represamentos). Carvalho (2000), cita que não haverá modificação do escoamento à montante desde que o regime seja o mesmo na transição e à montante da mesma ou que o regime de escoamento seja crítico na transição suave (ascensão suave e contração suave).



Carvalho (2000) também cita que as transições mais usuais são a depressão e elevação suave no fundo do canal e a contração e expansão da largura do canal.

2.4.1 Ascensão ou depressão suave do fundo do canal

Cirilo et al. (2001) descrevem a equação que permite verificar o comportamento do nível da água na ascensão ou depressão suave, conforme o regime de escoamento:

$$\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) + \frac{\partial z}{\partial x} = 0 \tag{24}$$

2.4.1.1 Elevação suave do fundo do canal

Sendo $\frac{\partial z}{\partial x} > 0$ (elevação), então $\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2)$ tem que ser negativo para a equação se anular

- No Regime Subcrítico ($Fr < 1$)
O nível d'água desce na elevação do fundo
 $1 - Fr^2 \rightarrow$ positivo, então $\frac{\partial y}{\partial x}$ é negativo

No Regime Supercrítico ($Fr > 1$)
O nível d'água sobe no ressalto suave quando o regime à montante for supercrítico

- $1 - Fr^2 \rightarrow$ negativo, então $\frac{\partial y}{\partial x}$ é positivo

2.4.1.2 Depressão suave no fundo do canal

Sendo $\frac{\partial z}{\partial x} < 0$ (depressão), então $\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2)$ tem que ser positivo

para a equação se anular

No Regime Subcrítico ($Fr < 1$)

O nível d'água sobe na depressão

$1 - Fr^2 \rightarrow$ positivo, então $\frac{\partial y}{\partial x}$ é positivo

No Regime Supercrítico ($Fr > 1$)

O nível d'água desce na depressão suave

$1 - Fr^2 \rightarrow$ negativo, então $\frac{\partial y}{\partial x}$ é negativo

2.4.2 Contração ou expansão gradual na largura do canal

Nesse tipo de transição pode-se desprezar o termo ΔH (perda de carga), pois a declividade do canal e o comprimento do trecho de transição geralmente são pequenos (Pimenta, 1981).

2.4.2.1 Contração da largura do canal

O ângulo de contração para que a transição seja suave é de $12,5^\circ$ (Carvalho, 2000).

Cirilo et al. (2001) apresentam a equação abaixo, que permite determinar o nível da água na contração ou expansão suave, conforme o regime de escoamento.

$$\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) - Fr^2 \cdot \left(\frac{y}{b} \cdot \frac{\partial b}{\partial x} \right) = 0 \quad (25)$$

Na contração suave $\rightarrow \frac{\partial b}{\partial x} < 0 \rightarrow$ então pela equação \rightarrow

$-Fr^2 \cdot \left(\frac{y}{b} \cdot \frac{\partial b}{\partial x} \right) \rightarrow$ fica positivo, e, $\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2)$ tem que ser negativo

No Regime Subcrítico ($Fr < 1$)

O nível d'água diminui na contração

$1 - Fr^2 \rightarrow$ positivo $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x}$ é negativo, então o nível abaixa na contração

No Regime Supercrítico ($Fr > 1$)

O nível d'água sobe na contração

$1 - Fr^2 \rightarrow$ negativo $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x}$ é positivo, então o nível sobe na contração

2.4.2.2 Expansão da largura do canal

Conforme Carvalho (2000), o ângulo para que a expansão na largura do canal seja realizada de maneira suave é de $3,5^\circ$.

Na expansão suave $\rightarrow \frac{\partial b}{\partial x} > 0 \rightarrow$ então pela equação \rightarrow

$-Fr^2 \cdot \left(\frac{y}{b} \cdot \frac{\partial b}{\partial x} \right) \rightarrow$ é negativo, daí $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2)$ é positivo.

No Regime Subcrítico ($Fr < 1$)

O nível d'água sobe na expansão suave

$1 - Fr^2 \rightarrow$ positivo $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x}$ é positivo, então o nível sobe na expansão

No Regime Supercrítico ($Fr > 1$)

O nível d'água desce na expansão

$1 - Fr^2 \rightarrow$ negativo $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x}$ é negativo, então o nível desce na expansão

2.4.3 Máxima contração ou elevação

A máxima contração das paredes ou elevação do fundo do canal, para que não sejam alteradas as condições de montante, será atingida quando a energia específica, na seção contraída, ou seção elevada for mínima. Isto quer dizer que a profundidade nessa seção deve ser a profundidade crítica.

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = y_c + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot y_c} + \Delta z_{\max} \quad (26)$$

em que:

Δz_{\max} : desnível máximo (+ ou -)

2.5 Movimento gradualmente variado

Movimento permanente gradualmente variado é o escoamento no qual a profundidade varia gradual e lentamente ao longo do canal (Carvalho, 2000).

Um exemplo clássico desse fenômeno é a sobrelevação do nível d'água, que ocorre devido à construção de uma barragem e que pode ser sentida a quilômetros de distância, à montante da mesma. A nova linha d'água originada à montante da barragem é chamada de curva de remanso.

As fórmulas estabelecidas para o movimento uniforme podem ser utilizadas para este tipo de escoamento com aproximações satisfatórias, já que as grandezas hidráulicas que interferem neste escoamento, em cada seção, não se modificam com o tempo e a distribuição das pressões obedece à lei da hidrostática, isto é, as linhas de fluxo são praticamente paralelas.

Segundo Carvalho (2000) o objetivo principal do estudo dos canais que funcionam em regime permanente gradualmente variado consiste em determinar a forma do perfil da superfície líquida.

2.5.1 Curvas de remanso

A maioria dos autores, entre eles Porto (1999), apresenta a seguinte classificação das curvas de remanso, em função da declividade do fundo I:

$I > 0$ canais de declividade fraca ou moderada $I < I_c$, classe M (Mild slope)

canais de declividade forte ou severa $I > I_c$, classe S (Steep slope)

canais de declividade crítica $I = I_c$, classe C (Critical slope)

$I = 0$ canais horizontais, classe H (Horizontal slope)

$I < 0$ canais em aclave, classe A (Adverse slope)

A forma da curva pode ser estabelecida através da comparação dos valores de y , y_n e y_c . Dependendo de y (na seção de controle), a curva estará numa das três regiões (1, 2 ou 3) que dividem o plano do perfil longitudinal do canal (Carvalho, 2000).

A equação abaixo representa a equação diferencial do escoamento variado. A sua integral, $y = f(x)$, é a equação da curva de remanso, cuja solução fornecerá os vários perfis da superfície livre de água que podem ocorrer. Esta integral não é em geral explicitamente resolúvel. Entretanto existem métodos numéricos que possibilitam sua resolução (Porto, 1999)

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I - J}{1 - Fr^2} \quad (27)$$

Existem vários métodos para determinar o perfil da linha d'água no MGV, destacando-se o método das diferenças finitas (Diferencial) e o método de integração numérica (Integração por passos).

2.5.1.1 Método das diferenças finitas

É um método que apresenta bons resultados para canais. Consiste na aplicação da equação da energia de Bernoulli (Equação 16) entre duas seções vizinhas, 1 e 2, separadas entre si de uma distância suficientemente pequena para que o perfil da superfície da água entre ambas possa ser considerado como uma linha reta (Hwang, 1984). O cálculo visa determinar a distância ΔL entre as seções 1 e 2.

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + hf \quad (28)$$

$$z_1 - z_2 = E_1 - E_2 + hf \quad (29)$$

$$\Delta z = \Delta E - hf \quad (30)$$

em que:

Δz : diferença de cotas entre a seção 1 e 2, m

ΔE : diferença de energia específica entre as seções 1 e 2, m

hf : perda de carga entre as seções 1 e 2, m

Sabendo-se que $\Delta z = i \cdot \Delta L$ (perda de posição) e $\Delta h = J \cdot \Delta L$ (perda de carga), tem-se:

$$i \cdot \Delta L = \Delta E + J \cdot \Delta L \rightarrow \Delta L \cdot (i - J) = \Delta E \rightarrow \Delta L = \frac{\Delta E}{i - J} \quad (31)$$

O valor de J, pode ser obtido através da equação de Manning:

$$J = \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}} \quad (32)$$

em que:

- i : declividade do fundo do canal, $m.m^{-1}$
J : declividade da linha de energia, $m.m^{-1}$
 ΔL : comprimento entre as seções 1 e 2, m

As relações entre estas equações permitem determinar a forma e a posição da linha d'água.

2.6 Bueiros

O bueiro é uma tubulação curta destinada a dar escoamento às águas contidas nos talvegues (Azevedo et al., 1998). Segundo Hwang (1984), o objetivo do projeto hidráulico é determinar a dimensão mais econômica capaz de permitir a passagem de uma determinada vazão sem que se exceda a altura de água permitida.

De acordo com Cirilo et al. (2001), quanto à forma da seção, as mais usuais são os bueiros tubulares, caracterizados por seções circulares, e os celulares, quando a sua seção transversal for retangular ou quadrada.

É uma estrutura simples, mas do ponto de vista hidráulico, pode apresentar escoamento complexo, podendo ocorrer sob três formas distintas (Cirilo et al., 2001; Carvalho, 2000) :

- como um conduto livre;
- como um conduto forçado;
- como um orifício.

Carvalho (2000) define declividade neutra, como sendo a declividade da linha de energia com o bueiro trabalhando a seção plena, ou seja, a altura d'água dentro do bueiro coincide com a geratriz superior do bueiro. Desta forma, se a declividade natural (calculada pela fórmula de Manning) for maior que a declividade neutra, diz-se que o bueiro funciona como conduto livre, caso contrário, o bueiro funcionará como conduto forçado.

Conforme Hwang (1984), as condições de escoamento que correm na hidráulica dos bueiros podem ser classificadas em quatro categorias:

Tipo 1 - entrada e saída submersas

Tipo 2 - entrada submersa com escoamento à plena seção e descarga livre

Tipo 3 - entrada submersa com escoamento parcial no tubo

Tipo 4 - entrada não submersa

Carvalho (2000), cita que a identificação é feita de acordo com os seguintes critérios:

a) Se a entrada for submersa ($y_m > 1,2 \times D$) e a saída for submersa ($y_j > D$) → Tipo 1

b) Se a entrada for submersa ($y_m > 1.2 \times D$), a saída não for submersa ($y_j < D$) e a declividade neutra for maior que a declividade de assentamento ($i_N > i$) → Tipo 2 (Bueiro hidráulicamente longo)

c) Se a entrada for submersa ($y_m > 1.2 \times D$), a saída não for submersa ($y_j < D$) e a declividade neutra for menor que a declividade de assentamento ($i_N < i$) → Tipo 3 (Bueiro hidráulicamente curto)

d) Se a saída e a entrada não forem submersas (y_j e $y_m < D$) → Tipo 4

2.6.1 Tipo 1 – Escoamento à seção plena

Nesse caso o bueiro trabalha como um conduto forçado, a profundidade d'água à montante (y_m) é maior que o valor limite (y') e a profundidade de jusante (y_j) maior que o diâmetro (D). Nesse caso o escoamento se faz sem a influência da declividade (Carvalho, 2000).

Segundo Cirilo et al. (2001) e Carvalho (2000) a perda de carga ao longo do bueiro funcionando com seção plena pode ser estimada pela seguinte expressão:

$$hf = \left(ke + 1 + \frac{19,62 \cdot n^2 \cdot L}{R^{\frac{4}{3}}} \right) \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (33)$$

em que:

- hf : perda de carga, m
- ke : coef. de perda de carga na entrada do bueiro, adimensional
- n : coeficiente de rugosidade de Manning
- L : comprimento do bueiro, m
- R : raio hidráulico, m
- v : velocidade, m/s
- g : aceleração da gravidade, m²/s

O parâmetro ke é o coeficiente de perda de carga localizada na entrada da estrutura. O valor do coeficiente depende do tipo de entrada do bueiro (Tabela 9).

TABELA 9 - Coeficiente de perda de carga na entrada de bueiros tubulares.

Tipo de estrutura de entrada	Bueiros em concreto	Bueiros metálicos
“Bolsa” saliente, com ou sem muro e alas	0,2	-
“Ponta” saliente, com ou sem muro e alas	0,5	-
Saliente, sem muro e alas	-	0,9
Saliente, com muro e alas	-	0,5
Muro de testa, final do tubo arredondado	0,2	-
Tubo biselado	0,7	0,7
Seção terminal conformada com aterro	0,5	0,5
Muro de testa, sem alas	-	0,2 – 0,5

Adaptado de Cirilo et al. 2001

Porto & Reis (1994), apresentam três coeficientes de perda de carga na entrada de bueiros:

- entrada com projeção pra fora do aterro = 0,8
- arestas em ângulo vivo (arestas vivas) = 0,5
- arestas arredondadas = 0,2

Cirilo et al. (2001) cita que é usual empregar o valor de 1,0 para o coeficiente de perda de carga nas saídas de bueiros.

2.6.2 Tipo 2 – Hidraulicamente longo

Bueiro com saída não submersa e escoamento à seção plena ($y_m > y'$ e $y_j < D$), neste caso a declividade natural do assentamento é menor que a declividade neutra ($i < i_N$), ou seja, a altura da linha d'água é maior que o diâmetro do bueiro, ocorrendo escoamento a seção plena.

A perda de carga é obtida com a mesma equação da situação anterior.

2.6.3 Tipo 3 – Hidraulicamente curto

São os casos dos bueiros com saída não submersa e com controle de entrada ($y_m > y'$ e $y_j < D$). A declividade do assentamento é maior que a declividade neutra ($i > i_N$). Nessas condições o bueiro funciona como um orifício. A vazão passa a ser função da altura de carga, podendo ser calculada pela expressão da teoria dos orifícios:

$$Q = c_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (34)$$

em que:

Q : vazão, m³/s

c_d : coeficiente de descarga, adimensional

A : área do orifício, m²

g : aceleração da gravidade, m^2/s

h : altura de água sobre o centro do bueiro, m

Azevedo et al. (1998), apresenta valores de coeficiente de descarga para bueiros de concreto de até 15 m de comprimento (Tabela 10).

TABELA 10 - Coeficiente de descarga para bueiros.

Comprimentos(m)	Diâmetros (m)							
	L	0,30	0,45	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80
Bueiros com entrada chanfrada	3,00	0,86	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,94
	6,00	0,79	0,84	0,87	0,90	0,91	0,92	0,93
	9,00	0,73	0,80	0,83	0,87	0,89	0,90	0,91
	12,00	0,68	0,76	0,80	0,85	0,88	0,89	0,90
	15,00	0,65	0,73	0,77	0,83	0,86	0,88	0,89
Bueiros com entrada viva	3,00	0,80	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76	0,75
	6,00	0,74	0,77	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74
	9,00	0,69	0,73	0,75	0,76	0,75	0,74	0,74
	12,00	0,65	0,70	0,73	0,74	0,74	0,74	0,73
	15,00	0,62	0,68	0,71	0,73	0,73	0,73	0,72

Fonte: Azevedo et al. (1998)

2.6.4 Tipo 4 – Conduto livre

Quando as extremidades jusante e montante do bueiro não estão submersas, ou seja, o conduto está com a superfície em contato com a pressão atmosférica, diz-se que ele está funcionando como um canal.

Pode ocorrer também que a altura do nível d'água na entrada seja menor que $1,2 \times D$, entrando ar no bueiro, ficando a superfície livre de escoamento submetida à pressão atmosférica (Carvalho, 2000).

Os tipos 1, 2 e 3 são as situações mais comuns para projetos.

2.7 Dissipação de energia

Dissipadores de energia são estruturas utilizadas para dissipar o excesso de energia cinética do fluxo, reduzindo a velocidade de escoamento, sem causar danos ao canal ou à própria estrutura de dissipação.

O salto ou ressalto hidráulico é uma elevação brusca no nível d'água que ocorre na transição do regime supercrítico para o subcrítico, em consequência do retardamento do escoamento (Azevedo et al., 1998). Pode ser observado no sopé de barragens, à jusante de comportas e nas vizinhanças de obstáculos submersos. Um dos casos mais comuns é quando a água sai do vertedouro de uma barragem em regime supercrítico, passando a escoar, em seguida, em regime subcrítico.

Para ocorrer o ressalto hidráulico, é necessário que a profundidade a montante seja inferior a crítica (Azevedo et al., 1998).

Próximo ao ponto onde ocorre o ressalto a velocidade é muito alta e a excessiva energia cinética da água pode causar destruição e erosão no leito do canal.

Cirilo et al. (2001), relatam que existe uma certa dificuldade para determinar a posição do ressalto, devido a variações na vazão e do nível de jusante que podem vir a ocorrer. O mesmo autor salienta que dependendo do caso, o ressalto pode ocorrer em uma grande extensão, implicando na necessidade de proteção contra erosão em um comprimento significativo, aumentando consideravelmente os custos com revestimento.

A turbulência causada pelo ressalto produz uma importante dissipação de energia. Carvalho (2000) diz que os ressaltos usados com a finalidade de dissipação de energia, devem ocorrer em estruturas denominadas bacias de dissipação.

2.7.1 Bacias de Dissipação

Segundo Carvalho (2000), as bacias de dissipação são estruturas que possibilitam a contenção e o controle do ressalto, fixando a sua posição e diminuindo seu comprimento. Por serem revestidas de concreto, as bacias são construídas normalmente com seção retangular.

Os principais acessórios utilizados em bacias de dissipação são:

- blocos de queda: construídos no início da bacia, tendo como finalidade de aumentar a profundidade da água, intensificar o turbilhonamento e reduzir o comprimento da bacia;

- blocos amortecedores: São posicionados entre os blocos de queda e a soleira terminal. As múltiplas ruas de blocos de amortecimento colocadas na rampa, previnem a aceleração excessiva do fluxo e promovem uma velocidade terminal aceitável;

- soleira terminal: Soleira contínua ou dentada, construída no final da bacia. O refluxo de água criado pela soleira permite a remoção do material sólido transportado até a bacia.

Publicações mais recentes como as de Vischer & Hager (1995), Mays (1999) e Novak et. al. (1997), ainda citam os estudos experimentais realizados por Peterka (1964), para o dimensionamento de bacias de dissipação. Estes estudos classificam as bacias em quatro tipos, de acordo com o número de Froude:

- USBR Tipo I: para números de Froude à montante entre 1,2 e 1,7. O escoamento não possui grande turbilhonamento, são dispensáveis os blocos amortecedores e a soleira terminal. A bacia deve ser revestida e suficientemente longa para conter o ressalto;

- USBR Tipo II: adaptada para números de Froude à montante iguais ou superiores a 4,5 e velocidade de aproximação superior a 20 m/s. Neste tipo de bacia são utilizados os blocos de queda e a soleira final dentada. Os jatos d'água provocados pelos blocos de queda causam grande perda de energia quando se chocam com o fundo da bacia;

- USBR Tipo III: adequada para números de Froude iguais ou superiores a 4,5 e velocidades inferiores a 20 m /s. Possui blocos de queda, amortecedores e soleira final;

- USBR Tipo IV: adequada para números de Froude variando entre 2,5 e 4,5. Possui blocos de queda e soleira final contínua opcional. Cirilo et. al. (2001) comentam que este tipo de bacia apresenta baixa eficiência, podendo ocorrer a formação de ondas não controladas a jusante.

Porto & Reis (1994) apresentam as seguintes equações para determinar a perda de energia provocada pelo ressalto:

$$\frac{\Delta E}{y_1} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4 \cdot \frac{y_2}{y_1}} \quad (35)$$

$$\frac{y_1}{y_c} = \left(\frac{2}{\frac{y_2}{y_1} \cdot \left(\frac{y_2}{y_1} + 1\right)} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (36)$$

$$\frac{\Delta E}{y_c} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4 \cdot \frac{y_2}{y_1}} \cdot \left(\frac{2}{\frac{y_2}{y_1} \cdot \left(\frac{y_2}{y_1} + 1\right)}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (37)$$

em que:

- ΔE : perda de energia requerida no projeto, m
- y_1 : profundidade conjugada 1 do ressalto, m
- y_2 : profundidade conjugada 2 do ressalto, m
- y_c : profundidade crítica para a seção retangular, m

Para determinação da profundidade y_1 do ressalto pode ser utilizado o método gráfico (Figura 1), proveniente das equações anteriores (Porto & Reis, 1994). Devido ao formato do gráfico, podem ocorrer falhas na leitura, afetando na determinação das profundidades y_1 e y_2 , conseqüentemente ocasionando erros no dimensionamento da bacia de dissipação.

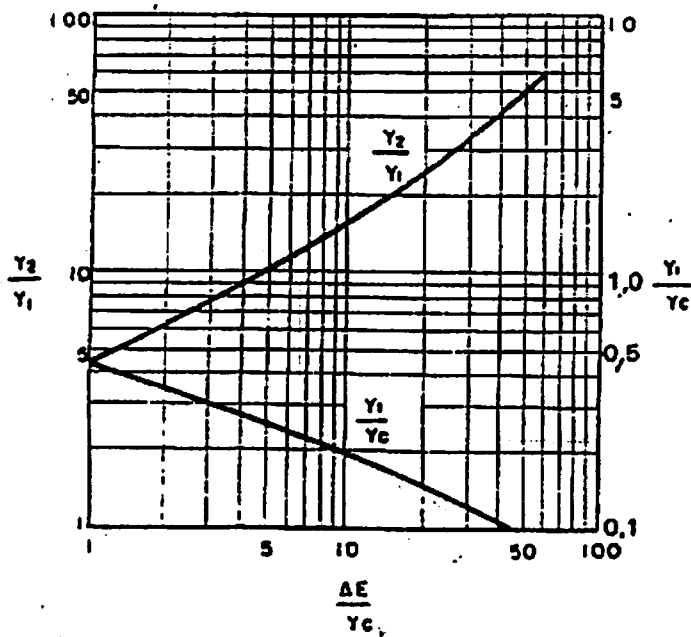


FIGURA 1 - Gráfico para obtenção da perda de energia no ressalto.

Segundo Porto & Reis (1994), a cota de fundo da bacia de dissipação é um parâmetro importante para que o ressalto se forme ao pé do vertedor. O autor salienta que o caso ideal para projeto, é na situação em que a altura conjugada (y_2) do ressalto se iguala à altura da água no canal de restituição (y_3).

Caso a altura d'água no canal de restituição seja superior à altura conjugada ($y_3 > y_2$), o ressalto ficará afogado e pouca energia será dissipada, resultando uma grande velocidade de fluxo, podendo provocar erosão no canal.

Caso a altura d'água no canal de restituição seja inferior à altura conjugada ($y_3 < y_2$), o ressalto se deslocará para jusante, até que encontre uma altura d'água, no regime torrencial, que seja conjugada da altura do canal.

A determinação da cota do fundo da bacia (Figura 2), pode ser realizada através da aplicação da equação da energia de Bernoulli (16), desprezando o

atrito do fluido com as paredes, entre o canal de entrada e a posição 1 do ressalto (Carvalho, 2000).

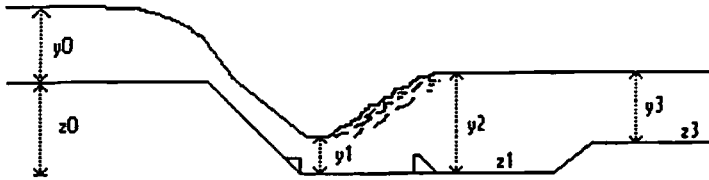


FIGURA 2 - Determinação da cota do fundo da bacia.

$$z_1 = \left(z_0 + y_0 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} \right) - \left(y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} \right) \quad (38)$$

em que:

z_1 : cota do fundo da bacia de dissipação, m

z_0 : cota do canal de entrada, m

y_0 : profundidade no canal de entrada, m

v_0 : velocidade no canal de entrada, $m \cdot s^{-1}$

y_1 : profundidade na posição 1 do ressalto, m

v_1 : velocidade na posição 1 do ressalto, $m \cdot s^{-1}$

2.7.2 Rampa com blocos

A rampa com blocos tem sido bastante utilizada em projetos de irrigação devido a sua praticidade e economia (Peterka, 1964). Cirilo et. al. (2001), relatam que estas obras podem ser utilizadas em substituição às escadas de dissipação. Estas escadas possuem eficiência reduzida quando a estrutura não permite a ocorrência do ressalto hidráulico, em razão do pequeno comprimento do degrau, que ocorre devido à declividade de implantação.

As rampas com blocos são úteis quando os canais devem transpor para um nível mais baixo com uma declividade acentuada. São construídas em uma escavação com inclinação de 2:1 até 4:1, sendo estendida até o fundo do canal (Peterka, 1964). As múltiplas ruas de blocos colocadas na rampa, previnem a aceleração excessiva do fluxo, promovendo uma velocidade terminal aceitável (Cirilo et. al., 2001).

A bacia no final da rampa, além de ser revestida, deve ter uma profundidade que deixe submerso uma ou duas ruas de blocos de amortecimento, com a finalidade de restaurar a elevação original do nível d'água, prevenindo que ocorra erosão no canal de jusante (Peterka, 1964).

O mesmo autor, cita que rip-raps (proteções com pedras) consistindo de aproximadamente 20cm de diâmetro devem ser colocadas à jusante da rampa para evitar a erosão do canal. É preferível que o rip-rap não se estenda além da área de fluxo. Através do estudo de muitos modelos, o projeto hidráulico dos dissipadores de energia de rampa com blocos foi generalizado por Peterka (1964).

2.7.3 Dissipador tipo impacto

É uma estrutura em forma de caixa contendo uma viga em seu interior a qual serve para receber o impacto do fluxo e desviar o mesmo, com conseqüente dissipação de energia. É denominada, também, como bacia Tipo VI. É uma estrutura compacta ligada à extremidade final de um a tubulação ou canal. Empregasse freqüentemente para dissipar a energia proveniente de bueiros e descargas dos monges de barragens.

Baseado em resultados obtidos com modelos hidráulicos, foram desenvolvidos procedimentos para o dimensionamento e projeto destas estruturas para vazões de até 9,6 m³/s e velocidades de escoamento até 9,1 m/s (Peterka, 1964).

3 MATERIAL E MÉTODOS

Foi desenvolvido um software, em ambiente operacional Windows, na linguagem de programação Microsoft Visual Basic versão 6.0. O aplicativo é uma ferramenta que pode ser utilizada para o dimensionamento de canais no movimento uniforme, transições em canais, curvas de remanso, bueiros e dissipadores de energia. Realiza também cálculos necessários para estimar o tempo de concentração, intensidade de precipitação e vazão de projeto.

O programa possui um banco de dados contendo uma tabela para cada estado, onde estão armazenadas as equações de intensidade-duração e frequência, necessárias para estimar a vazão de projeto.

Foi inserido no aplicativo a opção de gerar o relatório do dimensionamento. Para isso utilizou-se a ferramenta que acompanha o *Visual Basic 6.0*, chamada de *Crystal Reports*.

Também foi criado um arquivo de ajuda para o programa, o qual aborda a parte técnica e explicativa sobre o Canalsoft, de acordo com os padrões de ajuda do Windows.

O esquema da Figura 3, apresenta as operações que podem ser realizadas pelo aplicativo.

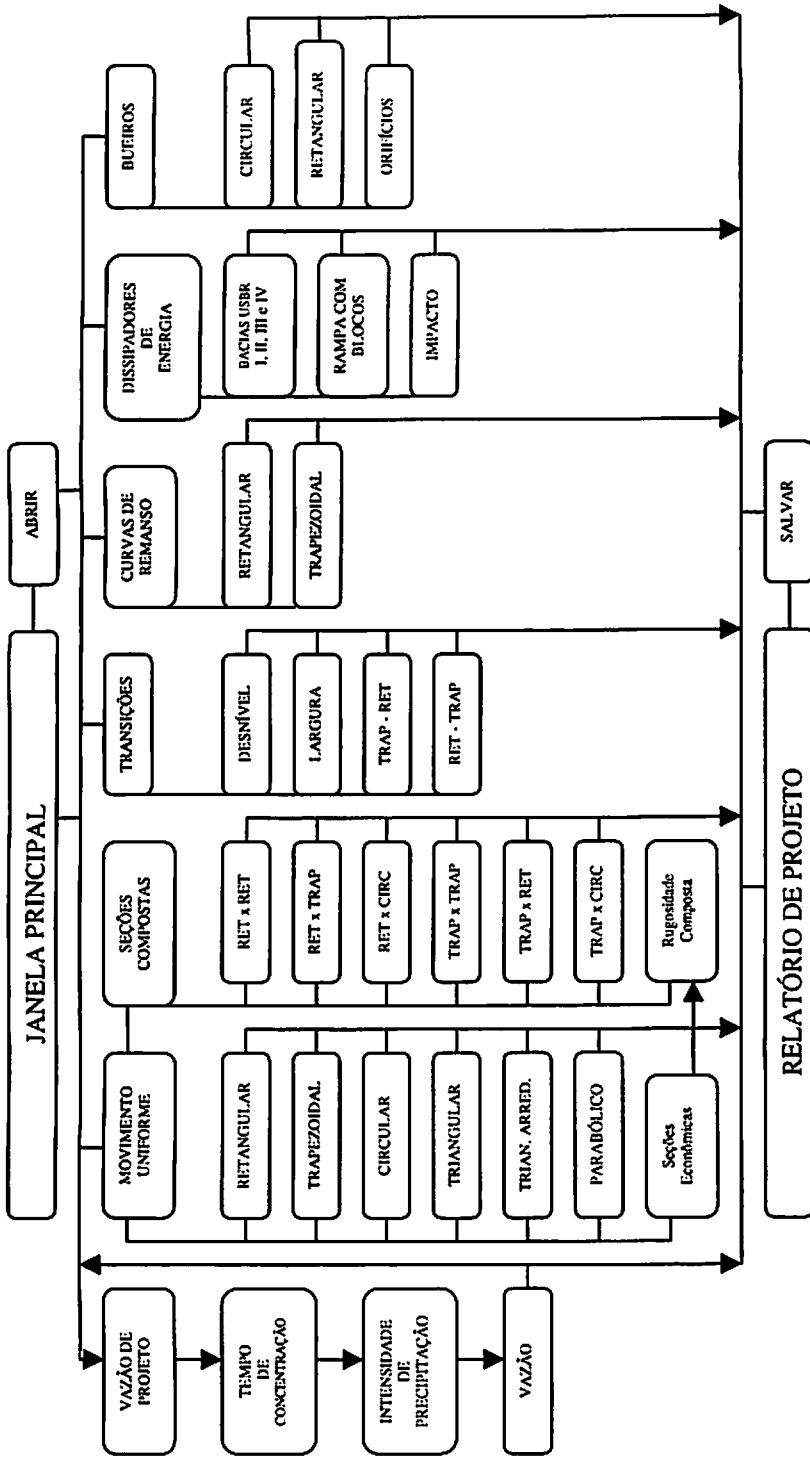


FIGURA 3 - Esquema das operações realizadas pelo programa.

3.1 Estimativa da vazão de projeto

A vazão de projeto é determinada através da solução de uma das equações racionais e empíricas. As equações utilizadas no programa para a determinação da vazão de projeto são: a Racional (Equação 10), Racional Modificada (Equação 11), Burkli-Ziegler (Equação 12) e McMath (Equação 13).

Os principais parâmetros envolvidos nesse cálculo são as características físicas da bacia, tempo de concentração, tempo de retorno e intensidade máxima média de precipitação.

As características da bacia, como, coeficiente de escoamento superficial, área de drenagem, comprimento do talvegue principal e desnível médio do ponto extremo da bacia em relação à seção de controle, devem ser fornecidas pelo usuário. A declividade S_3 é calculada pela fórmula abaixo, sendo considerada a mais precisa para determinação da declividade média da bacia.


$$S_3 = \left(\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{D_i}} \right)} \right)^2 \quad (39)$$

em que:

- S_3 : declividade média da bacia, m/m
- L_i : comprimento do trecho i, m
- D_i : declividade do trecho i, m/m

O tempo de concentração pode ser calculado pelas seguintes fórmulas, acrescentadas ao programa:

- Ventura para regiões planas (Equação 3);
- Ventura para regiões em declive (Equação 4);
- Giandotti (Equação 7)

- 
- John Collins
 - George Ribeiro
 - Kirpich e C.H.P.W. (Equação 2)
 - Vent Te Chow (Equação 5)
 - Bransby-Williams
 - Picking
 - D.N.O.S.
 - Dodge (Equação 6)
 - SCS – método cinemático (Equação 1)

A intensidade-máxima-média de precipitação é calculada através da Equação 8 de Villela & Mattos (1975).

Para facilitar a obtenção dos parâmetros da equação IDF, foi colocado à disposição do usuário um banco de dados, contendo várias localidades, que tem a sua equação publicada. A consulta ao banco de dados pode ser feita por estado, através da indicação do local de projeto. Os campos contidos no banco de dados são o nome da localidade, latitude, longitude e os parâmetros k , a , b , c .

Se o local de projeto não constar na lista, o usuário pode obter a intensidade de precipitação através de interpolação com as localidades já cadastradas. Para a realização da interpolação, o usuário deve informar o período de retorno e o tempo de concentração, podendo clicar no mapa, de acordo com as coordenadas do local de projeto ou digitá-las, para obter a intensidade de precipitação interpolada. A interpolação é feita, de acordo com a Equação 39, levando em conta as cinco localidades cadastradas mais próximas, sendo que quanto mais próximo do ponto indicado está uma localidade, maior é o peso da sua intensidade no cálculo da intensidade interpolada.



$$I_{int} = \sum_{i=1}^5 \left(\frac{\frac{1}{d_i}}{\sum_{i=1}^5 \left(\frac{1}{d_i} \right)} \cdot I_{mi} \right) \quad (40)$$

em que:

I_{int} : Intensidade de precipitação interpolada, mm.h⁻¹

d_i : distância da localidade i, minutos

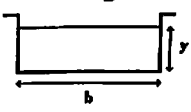
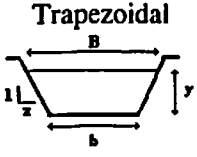
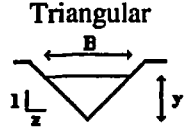
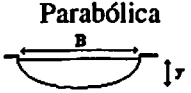
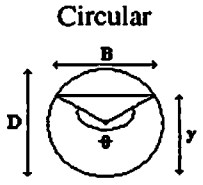
i_{mi} : Intensidade de precipitação da localidade i, mm.h⁻¹

3.2 Movimento Uniforme

O programa utiliza a equação de Manning (Equação 20), para o cálculo de qualquer uma de suas variáveis. O processo de cálculo é feito por tentativas. O aplicativo realiza o cálculo até que a igualdade da equação seja alcançada.

As principais seções utilizadas na prática e seus elementos geométricos são ilustrados na Tabela 11.

TABELA 11 – Elementos geométricos das seções transversais usuais.

Seção	Área (A)	Perímetro (P)	Largura da superfície (B)
<p>Retangular</p> 	$b \cdot y$	$b + 2 \cdot y$	b
<p>Trapezoidal</p> 	$y \cdot (b + z \cdot y)$	$b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1}$	$b + 2 \cdot z \cdot y$
<p>Triangular</p> 	$z \cdot y^2$	$2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1}$	$2 \cdot z \cdot y$
<p>Parabólica</p> 	$\frac{2}{3} \cdot B \cdot y$	$B + \frac{8 \cdot y^2}{3 \cdot B}$	$\frac{2}{3} \cdot \frac{A}{y}$
<p>Circular</p> 	$\frac{D^2}{8} \cdot (\theta(\text{rad}) - \text{sen} \theta(\text{rad}))$	$\frac{\theta(\text{rad}) \cdot D}{2}$	$D \cdot \left(\text{sen} \frac{\theta(\text{rad})}{2} \right)$

Além do dimensionamento, o programa apresenta o tipo de escoamento, classificado de acordo com o número de Froude.

3.2.1 Seções de máxima eficiência hidráulica

Para o dimensionamento de seções de mínimo custo, utilizaram-se as relações nas quais são obtidas as seções transversais com o menor perímetro molhado.

Na tabela abaixo se encontram as seções usuais de mínimo custo e suas respectivas fórmulas, utilizadas neste programa.

TABELA 12 – Elementos geométricos das seções de máxima eficiência.

Seções	Área (A)	Perímetro (P)	Largura da superfície (B)	Raio Hidráulico $R = A / P$	Profundidade hidráulica $y_m = A / B$
Trapézio	$\sqrt{3} \cdot y^2$	$2 \cdot \sqrt{3} \cdot y$	$\frac{4 \cdot \sqrt{3}}{3} \cdot y$	$\frac{y}{2}$	$\frac{3}{4} \cdot y$
Retângulo	$2 \cdot y^2$	$4 \cdot y$	$2 \cdot y$	$\frac{y}{2}$	y
Triângulo	y^2	$2 \cdot \sqrt{2} \cdot y$	$2 \cdot y$	$\frac{\sqrt{2}}{4} \cdot y$	$\frac{y}{2}$
Semi- círculo	$\frac{\pi}{2} \cdot y^2$	$\pi \cdot y$	$2 \cdot y$	$\frac{y}{2}$	$\frac{\pi}{4} \cdot y$
Parábola	$\frac{4 \cdot \sqrt{2}}{3} \cdot y^2$	$\frac{8 \cdot \sqrt{2}}{3} \cdot y$	$2 \cdot \sqrt{2} \cdot y$	$\frac{y}{2}$	$\frac{2}{3} y$

3.2.2 Seções com rugosidades diferentes

Quando o perímetro molhado de uma mesma seção possuir trechos com diferentes rugosidades, a rugosidade considerada nos cálculos de dimensionamento é obtida pela resolução da Equação 22.

3.2.3 Canais de seção composta

O cálculo da vazão da seção composta é realizado dividindo a seção em subseções. A vazão total é dada pela soma das vazões parciais. A Figura 4 ilustra o esquema de cálculo.

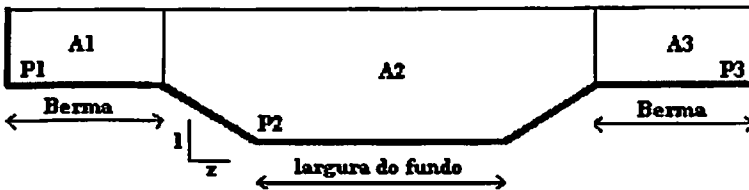


FIGURA 4 - Representação da divisão das áreas, para o cálculo da vazão de um canal com seção composta.

No canal esquematizado, tem-se:

- Áreas de escoamento: A_1 , A_2 e A_3
- Perímetros molhados: P_1 , P_2 e P_3
- Rugosidades: n_1 , n_2 e n_3
- Vazões parciais: Q_1 , Q_2 e Q_3

Calcula-se pela fórmula de Manning, a vazão para cada seção parcial, não considerando como perímetro, a linha que divide as seções. A soma das vazões parciais será a vazão total.

3.3 Transições

Os problemas de transições são solucionados com a aplicação da equação de diferença de energia entre as seções à montante e à jusante da transição, desprezando-se as perdas ocorridas devido ao atrito do fluido com as paredes do canal.

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} \quad (41)$$

em que:

Z1 : cota na seção à montante, m

Z2 : cota na seção à jusante, m

y₁ : profundidade na seção à montante, m

v₁ : velocidade na seção à montante, m.s⁻¹

y₂ : profundidade na seção à jusante, m

v₂ : velocidade na seção à jusante, m.s⁻¹

3.3.1 Contração ou expansão gradual na largura do canal

Inicialmente é verificada a contração máxima admitida para as condições de escoamento. A contração máxima ocorrerá, quando o escoamento for crítico à jusante da transição.

A profundidade crítica é encontrada, igualando-se as energias de montante e jusante. Para seções retangulares a profundidade crítica vale:

$$y_c = \frac{2}{3} \cdot E_1 \quad (42)$$

De posse da profundidade crítica e da vazão, determina-se a máxima largura que a seção pode ser contraída.

$$v_c = \sqrt{g \cdot y_c} \quad (43)$$

$$b_{\min} = \frac{q}{\sqrt{vc}} \quad (44)$$

$$\Delta b_{\max} = b_1 - b_{\min} \quad (45)$$

Caso a contração definida pelo usuário for maior que a contração máxima admitida, para que não ocorra mudança de regime, deve ser feita uma depressão na seção.

A depressão mínima é obtida, quando na seção modificada ocorre a profundidade crítica:

$$E_2 = E_c = \frac{3}{2} \cdot yc \quad (46)$$

$$yc = \sqrt{\frac{q^2}{g}} \quad (47)$$

$$q = \frac{Q}{b} \quad (48)$$

$$dz_{\min} = E_1 - E_2 \quad (49)$$

em que:

dz_{\min} : depressão mínima, m

E_1 : energia específica na seção de montante, m

E_2 : energia crítica na seção de jusante, m

3.3.2 Ascensão ou depressão suave do fundo do canal

A ascensão máxima permitida para a seção à jusante da transição ocorrerá, quando o escoamento for crítico.

O cálculo é realizado igualando-se as energias entre as seções a montante e a jusante da transição. Obtém-se a profundidade crítica pela Equação 36, da mesma maneira que na contração da seção. A ascensão máxima é obtida do

balanço de energia entre a seção de montante e a seção de jusante (seção de jusante com escoamento crítico):

$$dz_{\max} = E_1 - E_2 \quad (50)$$

em que:

dz_{\max} : ascensão máxima, m

E_1 : energia específica na seção à montante, m

E_2 : energia específica crítica na seção à jusante, m

Caso a ascensão requerida pelo usuário for maior que a ascensão máxima, deverá ser feita uma expansão na largura da seção, para evitar a mudança de regime.

A mínima expansão ocorrerá com escoamento crítico na seção de jusante. Na seqüência determina-se y_2 de acordo com a ascensão e a expansão requeridas pelo usuário.

$$E_2 = E_1 - dz \quad (51)$$

$$y_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} - dz \quad (52)$$

3.4 Curvas de Remanso

3.4.1 Método das diferenças finitas

Utilizou-se neste programa o método das diferenças finitas por apresentar boa precisão para a situação em estudo.

Para a determinação da curva de remanso foi implantada uma planilha de cálculo, que computa o remanso desde a profundidade normal ou crítica até a profundidade de controle, conforme apresentado por Carvalho (2000):

TABELA 13 - Planilha para o cálculo da curva de remanso.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
y	A	P	R	v	E	J	ΔE	$J_{\text{médio}}$	ΔL	L

em que:

- y : profundidade na seção considerada, m
 A : área da seção correspondente à profundidade considerada, m²
 P : perímetro da seção correspondente à profundidade considerada, m
 R : raio hidráulico, m
 v : velocidade média, m.s⁻¹
 E : energia específica, m
 J : declividade da linha de energia calculada pela Equação 32, m.m⁻¹
 ΔE : variação da energia específica entre a seção considerada e a adjacente, m
 $J_{\text{médio}}$: variação da linha de energia entre a seção considerada e a adjacente, m
 ΔL : comprimento compreendido entre as duas seções transversais, m
 L : distância da seção considerada a contar da primeira seção, m

O usuário pode optar pela quantidade de intervalos, entre as profundidades, para o traçado da curva. Quanto maior o número de intervalos, menor será a distância entre as profundidades e mais precisão será obtida na determinação da curva.

O objetivo é determinar a distância (ΔL) das profundidades (y) entre duas linhas, tendo como resultado final a distância acumulada (L) entre as seções consideradas.

3.5 Bueiros

Conforme descrito anteriormente, o bueiro pode funcionar como um conduto forçado, conduto livre ou como um orifício, tendo como objetivo escoar uma vazão preestabelecida. O dimensionamento varia de acordo com as características de funcionamento.

Nos Tipos 1 e 2, a perda de carga é obtida pela soma das perdas na entrada, perdas devido ao atrito do fluido com as paredes e perda de altura cinética, conforme a Equação 33. Porém, nesta equação há duas incógnitas, perda de carga (hf) e a velocidade (v). A resolução é feita aplicando-se a equação de balanço de energia entre a entrada e a saída, desprezando-se a velocidade.

$$hf = y_m + i \cdot L - y_j \quad (53)$$

em que:

- hf : perda de carga, m
- y_m : profundidade de montante, m
- i : declividade do assentamento, $m \cdot m^{-1}$
- L : comprimento do bueiro, m
- y_j : profundidade de jusante, m

Substitui-se a perda de carga (ΔH) na Equação 33, obtendo-se a velocidade de escoamento. De posse da velocidade e da vazão, por substituição, encontra-se o diâmetro ou altura do bueiro.

Para saber se o bueiro é do tipo 2 ou 3, calcula-se o diâmetro neutro pela Equação de Manning (Equação 16), capaz de escoar a vazão estipulada. Caso o diâmetro neutro seja superior ao diâmetro escolhido, o bueiro será do Tipo 2, caso contrário será do Tipo 3.

Em bueiros do Tipo 3 (com entrada afogada e saída livre), que funcionam como orifício ($i > i_N$), o controle é de entrada, ou seja, o escoamento

depende das condições de montante, mais precisamente da carga d'água sobre o centro do bueiro. Conforme visto anteriormente a vazão deve ser calculada pela fórmula dos orifícios (Equação 34).

Os bueiros do Tipo 4, funcionam como um conduto livre, podendo apresentar escoamento subcrítico ou supercrítico. Dessa forma podem ser dimensionados da mesma maneira que um canal.

3.6 Dissipadores de energia

O dimensionamento das bacias de dissipação USBR Tipos I, II, III e IV é realizado com auxílio de gráficos, que indicam a partir do número de Froude, na entrada da bacia, os valores das profundidades conjugadas (y_1 e y_2), comprimento do salto e dimensões dos acessórios contidos na estrutura. Conforme comentado anteriormente, o processo de cálculo além de ser trabalhoso tem pouca precisão, pelo fato de que os gráficos empregados possuem escala logarítmica, dificultando a leitura dos valores.

Para obter uma melhor precisão nos cálculos empregou-se a metodologia descrita a seguir, adaptada de Porto & Reis (1994), em que os valores iniciais necessários para dimensionar as bacias de dissipação são:

- vazão de projeto (Q);
- largura da bacia (b);
- profundidade de escoamento dos canais de entrada e de fuga (y_0 e y_3);
- cota do fundo dos canais de entrada e de fuga (z_0 e z_3).

A quantidade de energia a ser dissipada entre o canal de entrada e o canal de fuga, pode ser obtida a partir da equação:

$$\Delta E = \left(z_0 + y_0 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} \right) - \left(z_3 + y_3 + \frac{v_3^2}{2 \cdot g} \right) \quad (54)$$

em que:

- ΔE : perda de energia requerida no projeto, m
 z_0 : cota do canal de entrada, m
 y_0 : profundidade no canal de entrada, m
 v_0 : velocidade no canal de entrada, m.s⁻¹
 z_3 : cota do canal de fuga, m
 y_3 : profundidade no canal de fuga, m
 v_3 : velocidade no canal de fuga, m.s⁻¹

A próxima etapa é o cálculo da profundidade crítica, que ocorre na seção da bacia retangular:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (55)$$

em que:

- y_c : profundidade crítica, m
 q : vazão unitária, m³./s.m
 g : aceleração da gravidade, m²/s

A partir das equações que relacionam a perda de energia provocada pelo ressalto (Equações 35, 36 ,37), foi obtida uma equação por meio de regressão, a

fim de representar a função $\frac{\Delta E}{y_c} \times \frac{y_1}{y_c}$ necessária, para obtenção da profundidade inicial do ressalto (y_1), em função da relação entre as profundidades conjugadas:

$$\frac{y_1}{y_c} = \frac{1}{1,0097 + 1,3019 \cdot \left(\frac{\Delta E}{y_c}\right)^{0,5}} \quad (56)$$

em que:

ΔE : perda de energia requerida no projeto, m

y_1 : profundidade na entrada da bacia de dissipação, m

y_c : profundidade crítica, m

$$r^2 = 0,999$$

Posteriormente obtém-se cota da bacia de dissipação. Isto é realizado por balanço de energia (Equação 38) entre o canal de entrada e a posição 1 do ressalto.

A profundidade de jusante (y_2) para todas as bacias pode ser calculada pela seguinte fórmula:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot (-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2}) \quad (57)$$

em que:

y_2 : profundidade à jusante da bacia de dissipação, m

y_1 : profundidade à montante da bacia de dissipação, m

Fr_1 : Número de Froude à montante da bacia de dissipação, adimensional

A altura do salto é obtida diminuindo a profundidade de jusante pela de montante, que foi calculada para a bacia.

Demais dimensões:

3.6.1 Bacia Tipo I

- Classificação: $Fr_1 < 2,5$
- Comprimento do salto: $L = 6,9 \cdot y_1$ (58)

3.6.2 Bacia Tipo 2

- Classificação: $Fr_1 > 4,5$ e $v_1 > 20$ m/s
- O comprimento do salto é obtido com o auxílio do gráfico da Figura 5.

Foi introduzida no aplicativo uma equação correspondente a regressão da curva do comprimento da bacia Tipo II.

$$\frac{L}{y_2} = \frac{1}{0,2245 + \frac{0,8496}{Fr_1^2}} \quad (59)$$

L : comprimento da bacia, m

y_2 : profundidade conjugada y_2 , m

Fr_1 : Froude I

$r^2 = 0,99$ (para $4,5 < Fr_1 < 14$)

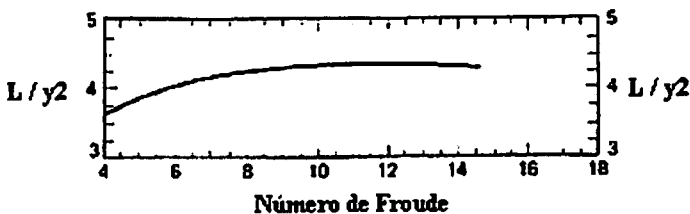


FIGURA 5 - Obtenção do comprimento da bacia Tipo II, em função do número de Froude.

Os demais acessórios, blocos de queda e soleira terminal, podem ser obtidos na Figura 6, em função das profundidades y_1 e y_2 :

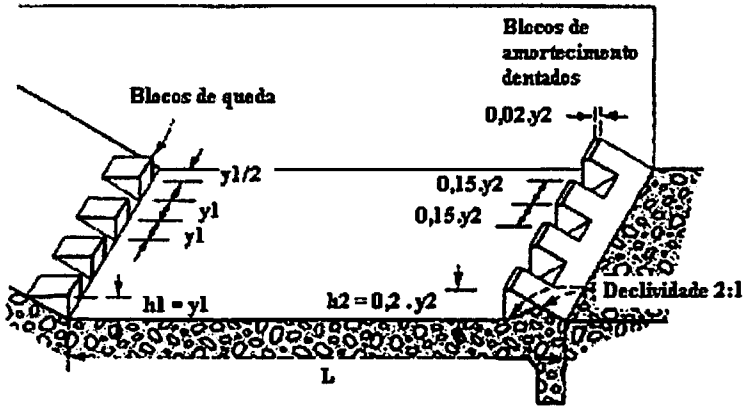


FIGURA 6 - Dimensões dos acessórios utilizados na Bacia Tipo II.

3.6.3 Bacia Tipo III.

- Classificação: $Fr_1 > 4,5$ e $v_1 < 20$ m/s
- Comprimento do salto:

Os gráficos necessários para encontrar o comprimento do salto, altura dos blocos de amortecimento e da soleira final (Figura 7), foram substituídos por equações.

Introduziu-se no aplicativo uma função correspondente a regressão da curva do comprimento da bacia tipo III.

$$\frac{L}{y_2} = \left(1,6858 - \frac{4,0155}{Fr_1^2} \right)^2 \quad (60)$$

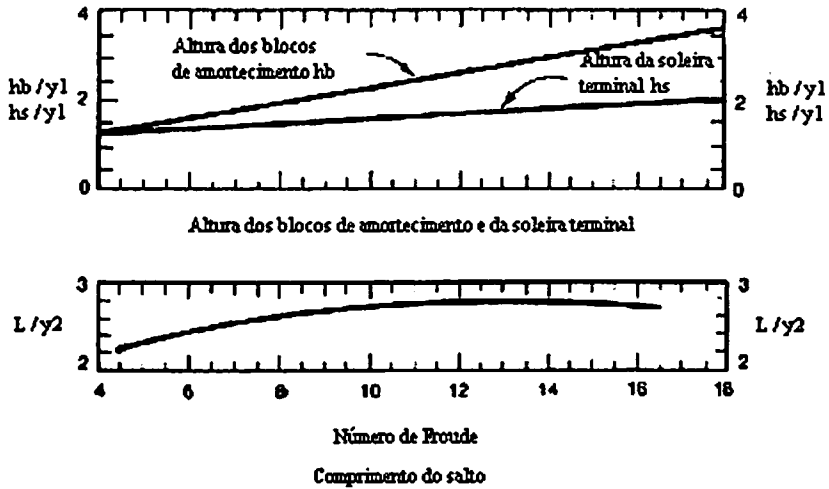


FIGURA 7 - Comprimento do salto, altura dos blocos de amortecimento e da soleira final da bacia do Tipo III em função do número de Froude.

- **Blocos de amortecimento**

Equação da reta que dimensiona a altura dos blocos de amortecimento (h3).

$$h_3 = y_1 \cdot (0,1482 \cdot Fr_1 + 0,9571) \quad (61)$$

$$r^2 = 1$$

- **Soleira final contínua**

Regressão da reta que dimensiona a altura da soleira terminal (h2).

$$h_2 = y_1 \cdot (0,0321 \cdot Fr_1 + 1,4214) \quad (62)$$

$$r^2 = 1$$

Os demais acessórios podem ser obtidos na Figura 8, em função das profundidades conjugadas y_1 e y_2 :

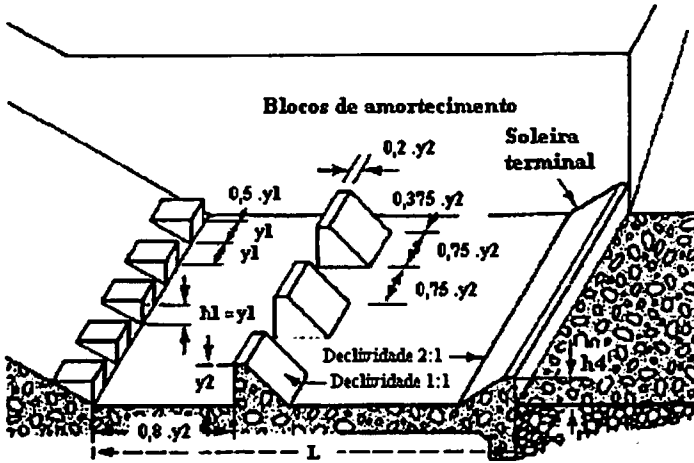


FIGURA 8 - Dimensões dos acessórios utilizados na Bacia Tipo III.

3.6.4 Bacia Tipo IV

- Classificação: $2,5 < Fr_1 < 4,5$
- Comprimento do salto:

Introduziu-se no aplicativo uma equação correspondente à regressão da curva do comprimento da bacia Tipo IV (Figura 9).

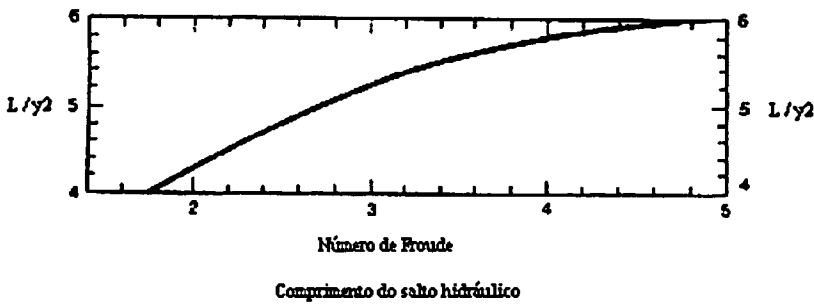


FIGURA 9 - Comprimento da bacia Tipo IV em função do número de Froude.

$$\frac{L}{y_2} = \frac{1}{0,1416 + \frac{0,2547}{Fr_1^{1,5}}} \quad (63)$$

- **Soleira final contínua**

Regressão da reta que dimensiona a altura da soleira terminal (h_2).

$$h_2 = y_1 \cdot (0,0321 \cdot Fr_1 + 1,4214) \quad (64)$$

$$r^2 = 1$$

Os demais acessórios podem ser obtidos da Figura 10 em função das profundidades conjugadas y_1 e y_2 :

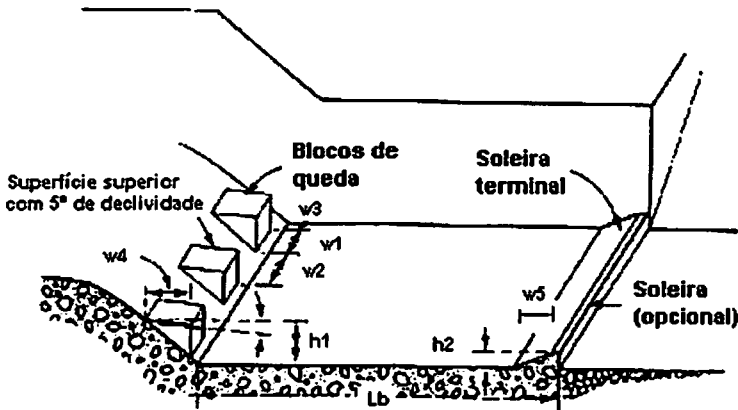


FIGURA 10 - Dimensões dos acessórios utilizados na Bacia Tipo VI.

3.6.5 Rampa com blocos

As dimensões básicas da rampa com blocos são ilustradas na Figura 11, variando em função da profundidade crítica do escoamento na entrada da rampa.

O dimensionamento é baseado nos resultados empíricos publicados por Peterka (1964).

A vazão unitária, $q = Q / B$, pode ser de até $6 \text{ m}^3/\text{s.m}$ conforme a largura da rampa (B) . As condições ideais de fluxo sobre a rampa ocorrem a uma vazão de aproximadamente $3,25 \text{ m}^3/\text{s.m}$.

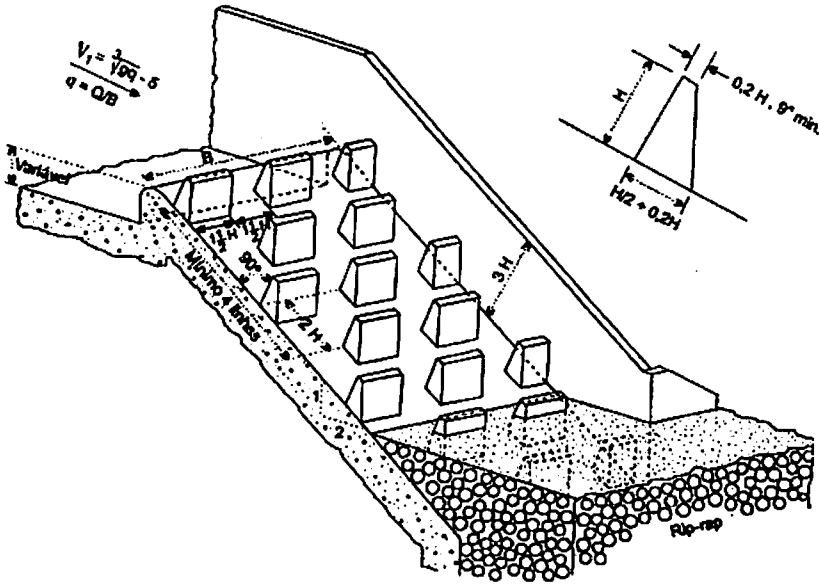


FIGURA 11 - Dimensões básicas da rampa com blocos.

A altura dos blocos de amortecimento (H), é de $0,8 \cdot y_c$. A profundidade crítica na rampa pode ser encontrada pela Equação 42.

A espessura e espaçamento dos blocos de amortecimento são iguais à $1,5 \cdot H$. Blocos parciais, de espessura de $1/3 \cdot H$ a $2/3 \cdot H$, devem ser colocados juntos às paredes laterais nas ruas ímpares, alternando com blocos de largura igual a do espaçamento entre bloco, nas ruas pares.

A distância inclinada (ao longo de uma inclinação de 2:1) entre as ruas de blocos deve ser de $2 \times H$, duas vezes a altura do bloco

Quatro ruas de blocos de amortecimento são necessárias para estabilizar completamente o fluxo, embora um menor número de ruas também possa operar com sucesso. Ruas adicionais à quarta, mantém o fluxo estabilizado a jusante, e estas devem ser construídas se necessário.

A parede lateral da rampa deve ter três vezes a altura dos blocos de amortecimento, para contenção do fluxo principal e dos esguichos de água.

3.6.6 Dissipador Tipo Impacto

Foram introduzidas no aplicativo a Tabela 14 e a Figura 12, utilizadas no dimensionamento da estrutura para vazões situadas em uma faixa pré-estabelecida.

Assim, o dimensionamento desse tipo de dissipador se faz em função da vazão de projeto.

TABELA 14 - Dimensões da bacia de dissipação tipo impacto

Dia. (m)	Q m ³ /s	w (m)	H (m)	L (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	Tw (m)	tf (m)	tb (m)	tp (m)	Rip (m)
0,46	0,60	1,70	1,30	2,25	1,00	1,25	0,70	0,30	0,15	0,45	0,65	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10
0,61	1,10	2,00	1,60	2,75	1,20	1,55	0,85	0,35	0,15	0,60	0,75	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20
0,76	1,70	2,45	1,90	3,25	1,40	1,85	1,00	0,40	0,20	0,75	0,90	0,15	0,15	0,20	0,20	0,20
0,91	2,40	2,80	2,20	3,75	1,60	2,15	1,15	0,50	0,20	0,90	1,05	0,20	0,20	0,20	0,20	0,25
1,07	3,30	3,20	2,45	4,25	1,85	2,45	1,35	0,55	0,25	0,90	1,20	0,20	0,20	0,25	0,20	0,25
1,22	4,30	3,60	2,75	4,80	2,05	2,70	1,50	0,60	0,25	0,90	1,35	0,25	0,25	0,25	0,20	0,25
1,37	5,40	3,95	3,00	5,30	2,25	3,05	1,65	0,65	0,30	0,90	1,50	0,25	0,25	0,25	0,20	0,30
1,52	6,70	4,35	3,30	5,80	2,45	3,35	1,80	0,75	0,30	0,90	1,65	0,30	0,30	0,30	0,20	0,35
1,83	9,60	5,00	3,75	6,70	2,80	3,90	2,10	0,85	0,40	0,90	1,90	0,30	0,30	0,30	0,20	0,35

Significado das letras w, H, L, a, b, c, d, e, f, g, Tw, tf, tb, tp, Rip → vide Figura 11.
Dimensões proporcionais a w.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Descrição do aplicativo

4.1.1 Instalação

O aplicativo desenvolvido, intitulado de CanalSoft - *Versão 1.0*, é compatível para computadores que trabalham com o ambiente operacional Windows. Os arquivos de instalação foram gerados pelo recurso Package & Deployment Wizard do Microsoft Visual Basic Versão 6.0. O arquivo de instalação, banco de dados, ajudas, relatórios e os demais utilizados nas configurações do programa, ocupam um espaço de aproximadamente 12 Megabytes.

A instalação do CanalSoft pode ser feita através do *Botão Iniciar* opção *Executar*, bastando informar o caminho onde se encontra o arquivo de instalação, nomeado de *CanalSoft*. O usuário tem a opção de escolher em qual diretório serão gravados os arquivos necessários para o funcionamento do aplicativo, que por default será nomeado de CanalSoft. Dentre os arquivos instalados, está o de nome *Estados.mdb*, onde estão armazenados os dados referentes aos parâmetros das equações de intensidade-duração e frequência para todo o Brasil. Este arquivo em nenhuma hipótese pode ser removido do seu local original, o que poderia acarretar defeito de funcionamento no programa, mais precisamente na parte de estimativa de vazão de projeto. Sugere-se ao usuário que no mínimo uma vez por mês efetue um backup deste arquivo, pois caso existam novas localidades cadastradas e o arquivo seja extraviado, deverá ser feita uma nova instalação do programa, e os dados cadastrados pelo usuário no banco de dados serão perdidos.

Após a instalação do aplicativo, as configurações para o símbolo decimal de agrupamento de dígitos devem ser alterados para ponto (“.”) e vírgula (“,”),



respectivamente. Isto se deve ao fato de que o Visual Basic utiliza estes formatos como padrão. As alterações podem ser feitas da seguinte maneira: no menu iniciar, entre em configurações, painel de controle, configurações regionais, números. Toda entrada de dados deverá ser feita usando ponto como separador decimal.

4.1.2 Janela principal

O programa desenvolvido possui 9 menus (Figura 13) e 28 submenus.

Na tela principal (Figura 13) está contida a barra de menus, onde o usuário pode acessar as opções de arquivo, cálculos e ajuda.



FIGURA 13 – Entrada e janela principal do aplicativo, mostrando a barra de menu.

4.1.3 Arquivo

Na opção *Arquivo* do menu principal, são encontradas as opções *abrir projeto* e *sair*. Clicando em *abrir projeto*, o usuário pode procurar através dos diretórios e subdiretórios, por arquivos, com a extensão *.cns*. Quando encontrado o arquivo desejado, o próprio programa identifica o tipo de projeto e abre a janela referente ao mesmo, exibindo os dados salvos. A opção *sair*, simplesmente fecha o programa.

4.1.4 Menu Arquivo nas janelas de cálculo

Nas demais janelas de cálculo também existem menus *Arquivo*, porém com a opção a mais de *Salvar projeto*. Portanto, o projeto só pode ser salvo na sua janela original.

Em todos os tipos de projetos é possível gerar um relatório dos resultados obtidos. Para isto, basta realizar o cálculo e clicar no botão de comando *Relatório*. O Anexo 1 apresenta um exemplo de relatório. O mesmo pode ser impresso, salvo para arquivo texto ou enviado diretamente por e-mail.

4.2 Estimativa da vazão de projeto

Para calcular a vazão de projeto, deve-se clicar em *Vazão de projeto* no menu principal (Figura 13). O cálculo é realizado em quatro etapas, dependendo das características físicas da bacia, tempo de concentração, intensidade de precipitação e da fórmula utilizada para obtenção da vazão, conforme a Figura 14.

Vazão de Projeto

Arquivo Banco de Dados Estimativa de Precipitação Ajuda

Características da Bacia

Área = 100 ha Coeficiente C

L = 2 Km C = 0.61 ...

H = 35 m Calcula S2

S1 = 17.50 m/Km Calcula S3

Tempo de Concentração

Ventura (Regiões planas)

Ventura (Regiões em declive)

Giandotti

John Collins

George Ribeiro

Kirpich e C.H.P.W.

Vent Te Chow

Bransby-Williams

Picking

D.N.O.S.

Dodge

SCS - método cinemático

Intensidade de Precipitação

MG

Patos de Minas

Tr = 10 anos ...

tc = 32.18 minutos

Parâmetros da equação de IDF:

$$im = \frac{K \cdot Tr^a}{(tc + b)^c}$$

Calcula Im

im = 97.54 mm/h

Vazão

Fórmula Racional

Fórmula Racional Modificada

Fórmula de Burkli-Ziegler

Fórmula de McMath

Qmax = 16.53 m³/s

Sair Apagar Relatório

FIGURA 14 - Janela de cálculo da vazão de projeto.

4.2.1 Características da bacia

As características físicas da bacia são necessárias para a determinação do tempo de concentração e vazão de projeto. Estas características devem ser digitadas nos seus devidos campos. São elas a área da bacia (ha), comprimento do talvegue principal (km), desnível da bacia (m) e coeficiente de escoamento superficial.

A declividade média da bacia pode ser calculada de três formas (S_1 , S_2 e S_3), cabendo ao usuário determinar a que melhor se adapte ao projeto. Clicando

no botão *Calcula S2* ou *Calcula S3*, abrirá uma nova janela, onde devem ser digitados os valores necessários para o cálculo de cada tipo de declividade.

Clicando o botão *Coefficiente C*, pode ser obtido um coeficiente de escoamento superficial médio, através da percentagem da área para cada valor de C. Também foram adicionadas tabelas com recomendação de valores para o coeficiente de escoamento superficial.

4.2.2 Tempo de concentração

Para o cálculo do tempo de concentração as características da bacia devem estar com seus campos preenchidos. Para determinar o tempo de concentração basta selecionar fórmula que se deseja usar (Figura 14). O resultado aparecerá automaticamente no campo *tempo de concentração*.

4.2.3 Intensidade máxima-média de precipitação

A determinação da intensidade de precipitação é feita calculando ou digitando o tempo de concentração e escolhendo um tempo de retorno compatível com o projeto. Consta no aplicativo, uma tabela com sugestões para o valor do tempo de retorno de acordo com o tipo de obra.

Os parâmetros (K, a, b, c) podem ser obtidos em um banco de dados, organizado por estados. Dentro dos estados estão cadastradas as localidades, suas coordenadas e seus parâmetros. Por exemplo, procurando por Patos de Minas - MG (Figura 14), encontraremos os seguintes parâmetros:

- $K = 4316$
- $a = 0.25$
- $b = 41.9$
- $c = 1.014$

O banco de dados pode ser editado através do menu *Banco de dados*, selecionando o estado desejado. O usuário poderá inserir novos registros, substituir ou apagar os registros existentes (Figura 15).

The image shows a software dialog box titled "Banco de dados". Inside the dialog, the text "Minas Gerais" is displayed. Below it, there are several input fields with labels: "Localidade:" (containing "Lavras"), "Latitude:" (containing "21.14"), "Longitude:" (containing "45"), "K:" (containing "3500"), "a:" (containing "0.235"), "b:" (containing "40.1"), and "c:" (containing "0.958"). Below these fields are four buttons: "Adicionar", "Apagar", "Atualizar", and "Sair". At the bottom of the dialog, there is a status bar with navigation arrows and the text "Localidade: 1".

FIGURA 15 - Edição do banco de dados.

Caso a localidade em que o usuário esteja realizando o projeto, não possua equação definida, o mesmo pode acessar o mapa do estado onde a localidade se encontra a partir do menu *Estimativa de precipitação* e obter a intensidade média interpolada, levando em conta as intensidades das cinco localidades cadastradas mais próximas (Figura 16).



FIGURA 16 - Obtenção da intensidade de precipitação através de interpolação.

4.2.4 Vazão de projeto

Da mesma forma que o tempo de concentração, a vazão de projeto é obtida clicando no botão referente à fórmula que melhor se adapte às condições de projeto (Figura 14). As fórmulas que calculam a vazão de projeto dependem, basicamente, da intensidade de precipitação, área da bacia e do coeficiente de escoamento superficial.

Após os cálculos o usuário tem como opção salvar os resultados obtidos, além de poder gerar um relatório através do botão *Relatório*, conforme descrito anteriormente.

4.2.5 Exemplo de aplicação

Fonte: Pruski & Silva (1997)

Exemplo 1 (pág. 28) - Determine a vazão máxima de escoamento superficial pelo Método Racional, considerando as condições de precipitação típicas de Patos de Minas – MG e os seguintes parâmetros:

- área da bacia: 100 ha
- período de retorno: 10 anos
- comprimento do curso d'água principal da bacia: 2000 m
- diferença de elevação entre a seção de deságüe e o ponto mais remoto da bacia: 35 m
- cobertura: 30% cultura de milho; 20% cultura de soja; 25% floresta; 25% pastagem ($C=0,61$)
- declividade média da bacia: 5 a 10%
- solo muito argiloso ($VIB = 1 \text{ mm.h}^{-1}$)

A Figura 14 ilustra os resultados obtidos pelo programa. Na Tabela 15 são comparados os valores do CanalSoft com os calculados por Pruski & Silva (1997).

TABELA 15 - Comparação dos valores obtidos pelo CanalSoft e por Pruski & Silva (1997), na determinação da vazão de projeto.

Parâmetro	Pruski & Silva (1997)	CanalSoft
Tempo de concentração	32,3 min	32,18 min
Intensidade de precipitação	97,4 mm.h ⁻¹	97,54 mm.h ⁻¹
Vazão	16,57 m ³ .s ⁻¹	16,53 m ³ .s ⁻¹

Pode-se observar pela Tabela 15 que os resultados obtidos foram muito próximos, pois a metodologia de cálculo é a mesma. A diferença nas casas decimais ocorreu porque o autor simplificou a equação de Kirpich, para o cálculo do tempo de concentração.

4.3 Movimento Uniforme

Os cálculos hidráulicos dos canais, que funcionam com movimento uniforme, são realizados acessando a opção do menu principal *Movimento uniforme*. O dimensionamento dos canais é feito por meio da fórmula de Manning (Equação 16). O aplicativo dimensiona seções retangulares, trapezoidais, circulares, triangulares, parabólicas e triangular sob fundo arredondado. Cada tipo de seção possui suas características particulares.

O usuário deve preencher os campos, deixando em branco a incógnita do problema, depois clicar no botão de comando referente à incógnita desejada e obter o resultado.

Na maioria das seções existe a opção de se trabalhar com rugosidades compostas. Também estão inseridas no aplicativo, tabelas com sugestões de coeficientes de rugosidade para a fórmula de Manning.

Após o cálculo são exibidos na tela os resultados referentes à seção dimensionada, conforme mostrado no exemplo para canal trapezoidal da Figura (17):

- profundidade;
- rugosidade equivalente;
- área de fluxo;
- perímetro molhado;
- raio hidráulico;
- largura superior;
- velocidade média;
- velocidade crítica;
- profundidade média;
- profundidade crítica;
- declividade crítica;

- energia cinética;
- energia específica;
- número de froude;
- classificação do escoamento.

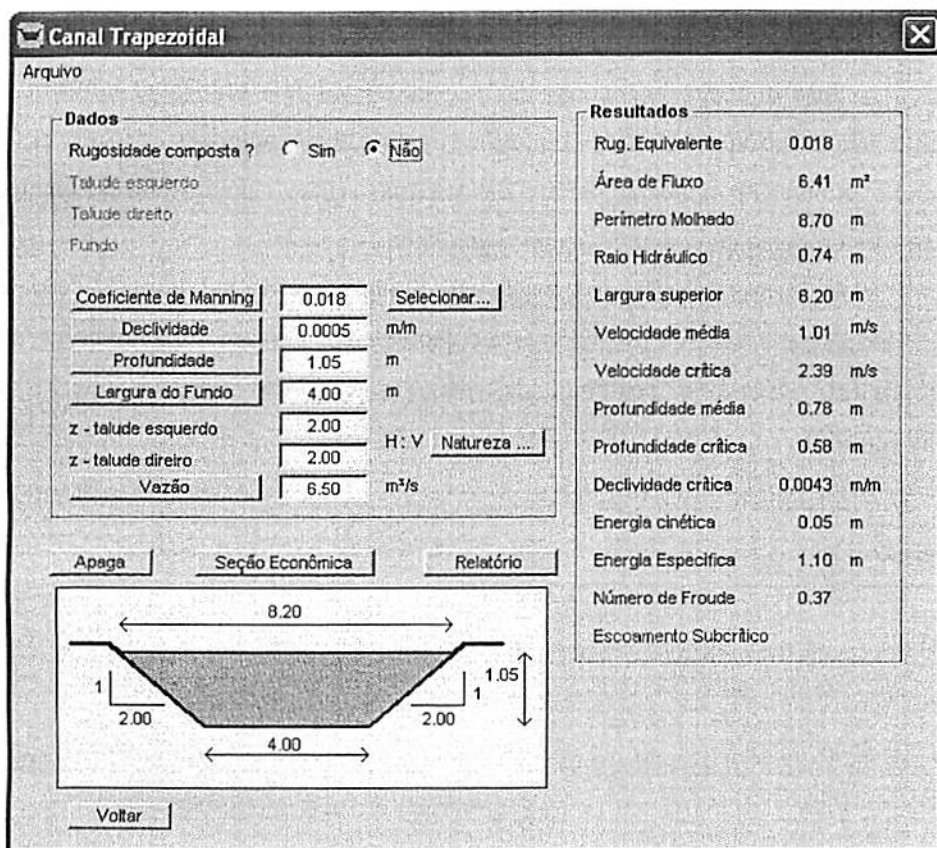


FIGURA 17 - Janela de cálculo da seção trapezoidal no movimento uniforme.

4.3.1 Exemplo de aplicação

Fonte: Porto (1999)

Exemplo 8.6 (pág. 262) - Utilizando o programa CANAIS3.EXE, determine a altura d'água normal em um canal trapezoidal, com taludes 2H:1V,

rugosidade de fundo e taludes $n=0,018$, largura de fundo $b=4,0$ m, vazão transportada $Q=6,5$ m³/s e declividade de fundo $i = 0,0005$ m/m.

A Figura 17 evidencia os resultados obtidos pelo programa, idênticos aos obtidos pelo programa CANAIS3.EXE do autor acima.

4.4 Seções de máxima eficiência hidráulica

Para o dimensionamento das seções de máxima eficiência também é utilizada a fórmula Manning (Equação 16). O cálculo pode ser acessado pelo menu *Movimento uniforme*, dentro das mesmas seções citadas anteriormente, através do botão de comando *Seção Econômica*.

O processo de cálculo consiste em digitar o coeficiente de rugosidade, a declividade e a vazão. Pressionando o botão *calcular* (Figura 18) são obtidas as respostas, largura e profundidade, para a seção de máxima eficiência hidráulica.

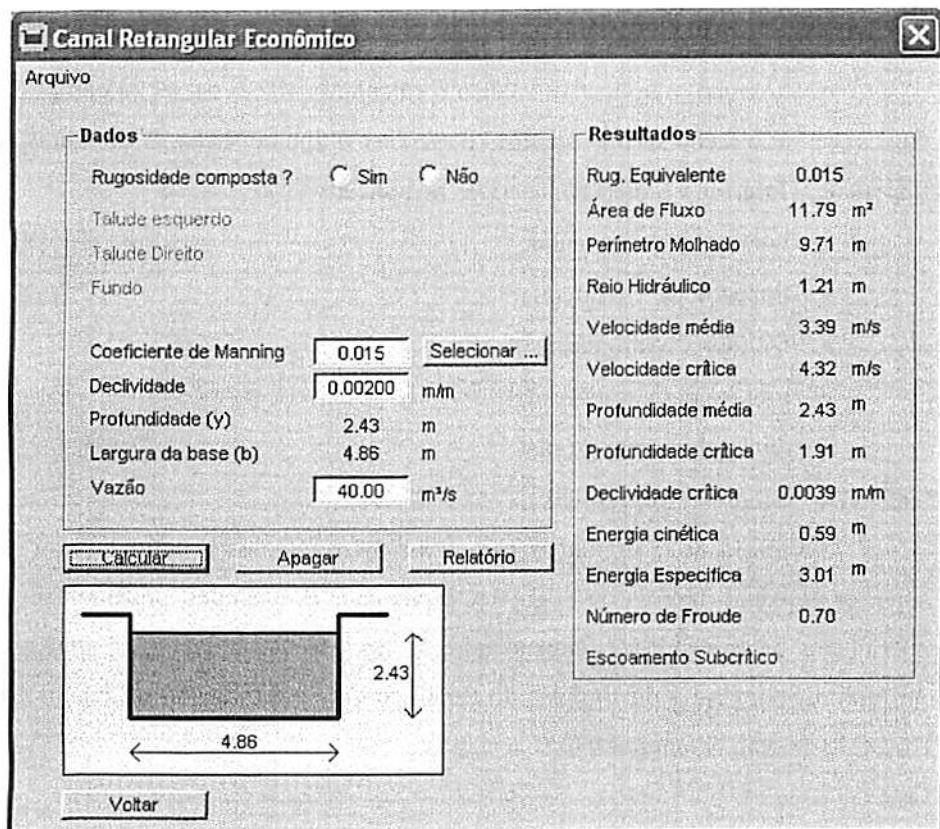


FIGURA 18 - Seção de máxima eficiência hidráulica.

4.4.1 Exemplo de aplicação

Fonte: Cirilo et al. (2001)

Exemplo 11.1 (pág. 420) – Dimensionar um canal retangular de concreto ($n=0,015$), com declividade de $0,0020\text{m/m}$, para funcionar em condições de máxima eficiência conduzindo $40\text{m}^3/\text{s}$.

A Figura 18 ilustra que os resultados obtidos pelo programa foram os mesmos do autor.

4.5 Canais de seção composta

Nesta seção, o aplicativo realiza o cálculo da vazão da seção composta. Basta acessar o menu *seção composta* e escolher o tipo de seção. A combinação das seções (Inferior x Superior) inseridas no aplicativo são:

- retangular x retangular;
- trapezoidal x retangular;
- circular x retangular;
- trapezoidal x trapezoidal;
- retangular x trapezoidal;
- circular x trapezoidal.

O usuário deve digitar as características referentes à parte inferior e superior do canal (largura ou diâmetro, declividade dos taludes, profundidade e coeficiente de rugosidade), dependendo do tipo de combinação escolhida, a profundidade total e a declividade do canal, conforme é indicado na Figura 19. Clicando o botão *calcula* obtém-se a resposta.

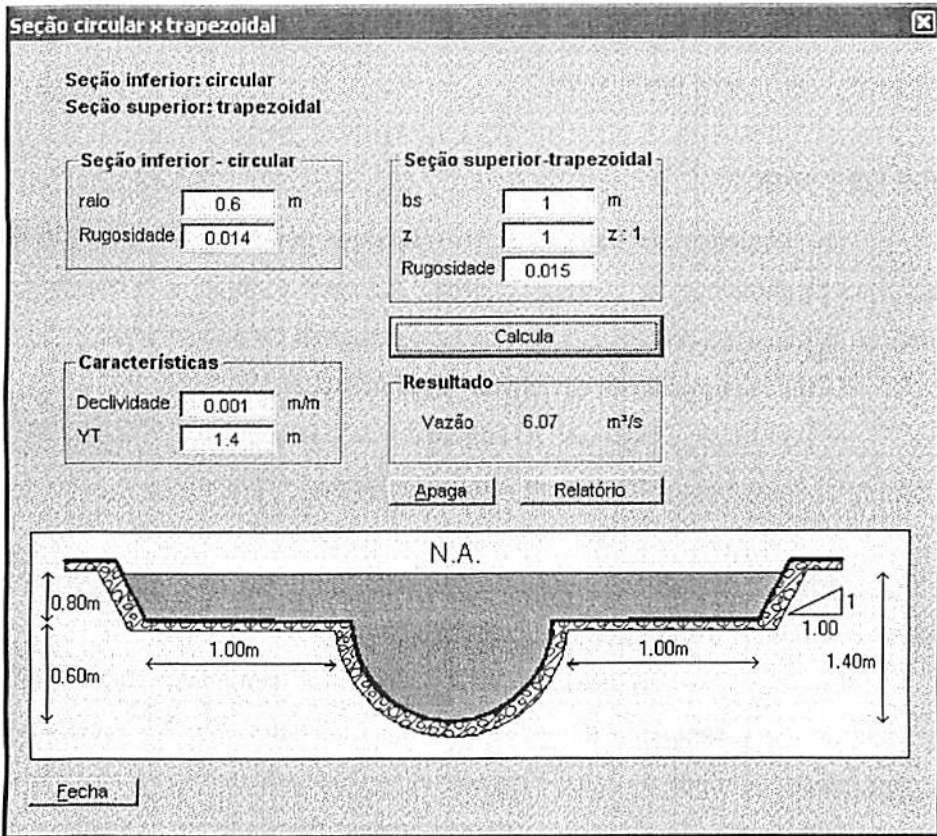


FIGURA 19 - Janela de cálculo da seção composta.

4.5.1 Exemplo de aplicação

Fonte: Porto (1999)

Exemplo 9.1 (pág. 279) - Determine a capacidade de vazão do canal cuja seção é mostrada na Figura 9.2. Os taludes e as bermas são de alvenaria de pedra aparelhada, em condições regulares, e o fundo de concreto em boas condições.

Declividade do fundo $i = 1\text{m}/\text{km}$.

- Seção Trapezoidal: $n = 0,015$
- Seção Circular: $n = 0,014$

Resposta: $Q = 6,07 \text{ m}^3/\text{s}$

A Figura 19 apresenta os resultados obtidos pelo programa, sendo os mesmos obtidos pelo autor acima.

4.6 Transições

Os problemas de transições são resolvidos por meio da aplicação da equação de diferença de energia (Equação 40) entre a seção à montante e a jusante da transição, não levando em conta as perdas de carga ocorridas .

O aplicativo realiza o cálculo das seguintes transições:

- contração e expansão na largura do canal retangular;
- ascensão e rebaixamento no fundo do canal retangular;
- transição da seção retangular para trapezoidal e vice versa.

A partir da janela principal do programa, no menu *Transições*, deve-se escolher o tipo de transição a ser dimensionada.

Em todos os procedimentos de cálculo, primeiramente define-se a geometria e o escoamento da seção à montante (Figura 20). Na ascensão e rebaixamento do fundo do canal é introduzido o valor da depressão ou ascensão. Quando for verificada a condição de escoamento devido a uma expansão ou contração da largura, o usuário deve incluir a largura desejada para a seção de jusante. No caso de transição de seção retangular para trapezoidal (Figura 20), ou em sentido inverso, incluem-se as características geométricas da seção de jusante.

Conforme explicado anteriormente, não é desejável que aconteça uma mudança de regime durante a transição, evitando assim, a ocorrência de alteração no escoamento à montante. Partindo das condições estabelecidas pelo usuário, o programa verifica o máximo grau na contração ou elevação da seção. Caso aconteça mudança no regime, é solicitado ao usuário um rebaixamento mínimo, no fundo do canal ou um alargamento da seção, dependendo do caso.

O programa retorna como respostas, a profundidade do canal de jusante, o desnível do fundo do canal, a variação na largura do canal e a variação no nível absoluto da profundidade.

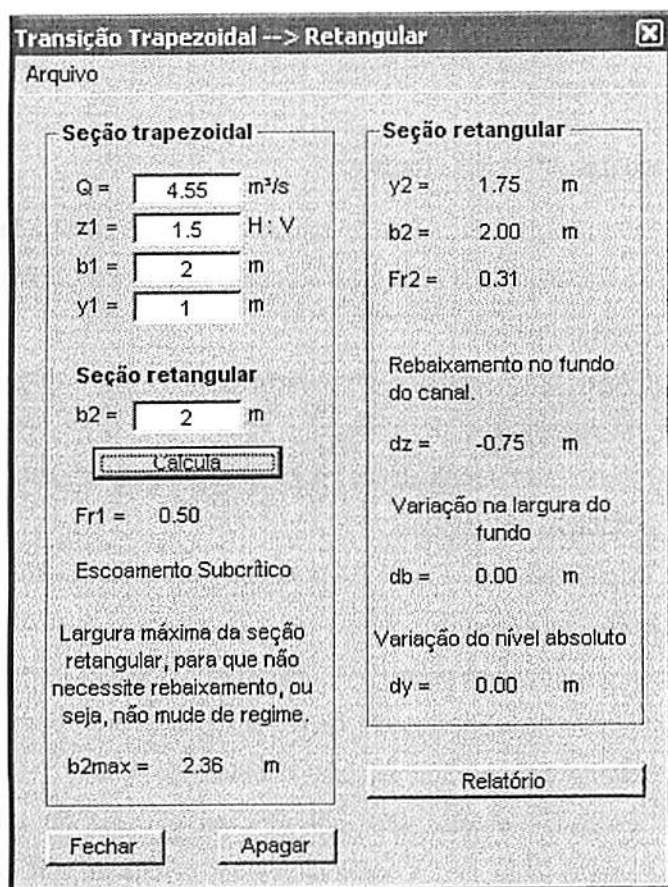


FIGURA 20 - Janela exibindo os resultados do cálculo de uma transição de seção trapezoidal para retangular.

4.6.1 Exemplo de aplicação

Fonte: Bernardo (1995)

Exemplo 1 (pág. 187) – Dimensionar uma transição de um canal trapezoidal com $z = 1,5$ e $b = 2$ m, para um canal retangular com $b = 2$ m, de tal

modo que para uma velocidade e profundidade no canal trapezoidal de 1,3 m/s e 1,0 m , respectivamente, não haja variação no nível da superfície d'água.

A Figura 20 ilustra os resultados obtidos pelo programa, sendo os mesmos obtidos pelo autor do exemplo.

4.7 Curvas de Remanso

4.7.1 Método das diferenças finitas

A determinação da curva de remanso pode ser realizada para canais retangulares e trapezoidais. O calculo é acessado pelo menu *Curvas de Remanso* a partir da janela principal.

O usuário deve digitar a profundidade de controle, largura do canal, coeficiente de rugosidade, declividade e vazão para as seções retangular e trapezoidal. Caso esteja calculando para a seção trapezoidal, deve incluir também, a inclinação dos taludes.

A profundidade de controle é o ponto de partida para se traçar a curva de remanso. O programa calcula e plota a curva de remanso desde a profundidade crítica (y_c) ou profundidade normal (y_n), até a profundidade de controle.

O aplicativo calcula a curva de remanso, de acordo com o número de intervalos, definido pelo usuário no campo *Número de linhas*.

Os resultados obtidos são indicados na planilha de cálculo gerada automaticamente (Figura 21). A curva de remanso é classificada em M,S ou C. A mesma pode ser visualizada graficamente através do botão *Gráfico*.

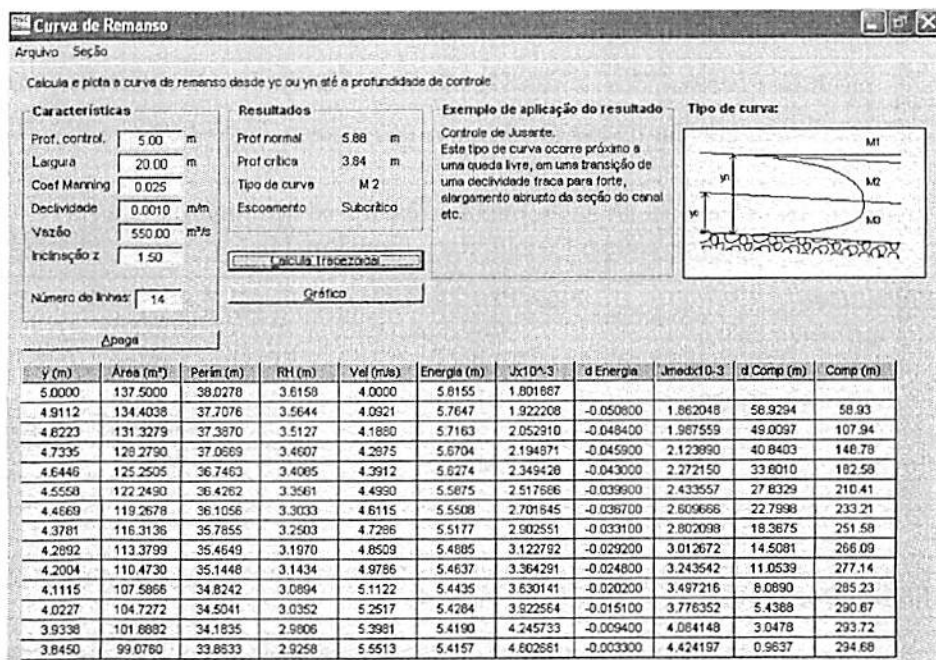


FIGURA 21 - Janela destinada ao cálculo das curvas de remanso.

4.7.2 Exemplo de aplicação

Fonte: Cirilo et al. (2001)

Exemplo 8.4 (pág. 286) – Um canal trapezoidal, com base de 20 m, taludes 1,5 (H) : 1 (V), declividade de 0,001 m/m e rugosidade de 0,025, transporta uma vazão de 550 m³/s. Calcule o perfil da linha d'água do ponto final do canal, em queda livre, até um ponto em que $y = 0,85 \cdot y_n$.

O autor acima obteve como respostas o comprimento = 298,57 m e Curva M2. A Figura 21 ilustra que os resultados obtidos pelo CanalSoft são bem próximos aos apresentados pela literatura e as diferenças ocorridas nesse caso devem-se aos diferentes valores de profundidades (y), utilizados pelo CanalSoft no cálculo da curva.

Este exemplo também foi calculado pelo programa Flow Pro 2.0 (1996) e os resultados comparados aos do CanalSoft na Tabela 16. Os aplicativos não apresentaram diferenças no cálculo da curva de remanso.

TABELA 16 - Comparação dos resultados obtidos na determinação da curva de remanso entre o CanalSoft e o Flow Pro 2.0.

Parâmetro	Flow Pro 2.0 (1996)	CanalSoft
Comprimento da curva	294,68 m	294,68 m
Profundidade de controle	4,99 m	5,00 m
Profundidade crítica	3,84 m	3,84 m
Profundidade normal	5,88 m	5,88 m
Curva	M - 2	M - 2

4.8 Bueiros

O aplicativo realiza o dimensionamento de bueiros do tipo 1, 2 e 3. Os cálculos para bueiros do tipo 4, 5 e 6 podem ser efetuados na parte de movimento uniforme.

A partir do menu principal, o usuário deve seguir os seguintes passos para o dimensionamento:

- escolher entre as seções circular ou retangular;
- selecionar qual a incógnita do problema, que pode ser a vazão, o diâmetro, se o bueiro for circular e, largura ou altura se o bueiro for retangular;
- digitar ou calcular a declividade e o comprimento do bueiro;
- o próximo passo é escolher se a saída do bueiro será livre ou não. Se a saída for livre, o bueiro pode ser do tipo 2 ou 3 e, se for afogada, necessariamente será do tipo 1;

- digitar o valor da profundidade de montante, o coeficiente de rugosidade para fórmula de Manning e o coeficiente de perda de carga na entrada;
- clicando no botão *Calcular*, a incógnita escolhida é resolvida.

O aplicativo também faz a classificação do tipo de funcionamento em que o bueiro está operando. A Figura 22 traz a janela e os resultados de um cálculo de bueiro com seção circular.

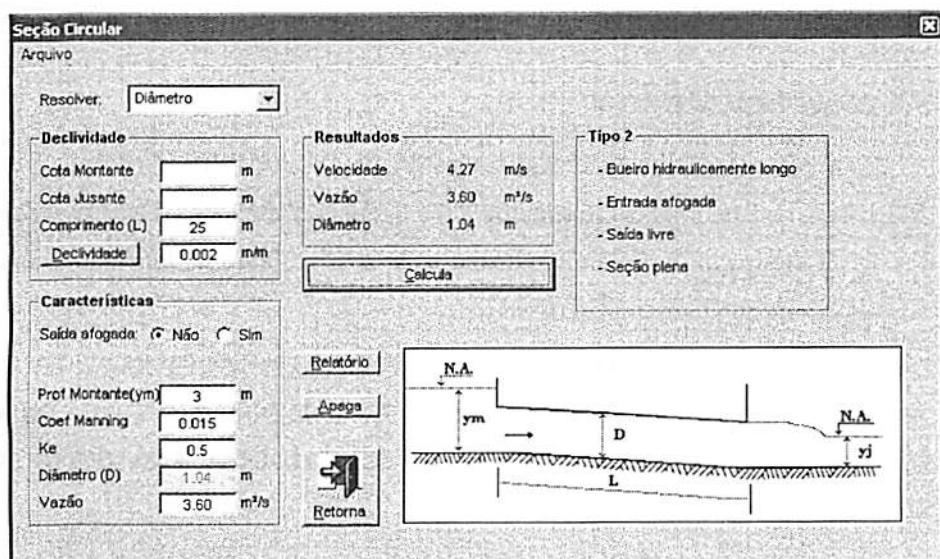


FIGURA 22 - Janela referente ao dimensionamento de bueiro com seção circular.

Vale lembrar que o bueiro não será afogado na entrada, se a altura sobre a geratriz inferior, for menor que, aproximadamente 1,2 vez a altura ou diâmetro do bueiro.

4.8.1 Exemplo de aplicação

Fonte: Porto e Reis (1994)

Exemplo 1 (pág. 82) – Dimensionar um bueiro circular, com entrada em arestas de ângulo vivo, comprimento 25 m, declividade 0,002 m/m, coeficiente de rugosidade $n = 0,015$. O nível d'água à montante da entrada deve estar no máximo a 3,0 m do fundo do bueiro. Vazão de projeto $Q = 3,6 \text{ m}^3/\text{s}$. A saída do bueiro é livre.

A Figura 22 mostra os resultados obtidos pelo programa, idênticos aos obtidos pelo autor acima.

4.9 Dissipadores de energia

O CanalSoft dimensiona as bacias de dissipação USBR Tipo I, II, III e IV, dissipador tipo impacto (bacia tipo VI) e a rampa com blocos (bacia tipo IX).

O dissipador a ser dimensionado pode ser escolhido na janela principal através do menu *Dissipadores de energia*.

As dimensões do dissipador de impacto podem ser obtidas em função da vazão de projeto. Basta digitar a vazão na caixa de texto e clicar no botão *Dimensionar*. Os significados das letras podem ser visualizados no relatório de projeto.

O dimensionamento das bacias USBR Tipo I, II, III e IV é realizado digitando-se as informações referentes ao canal de entrada e ao canal de fuga, conforme mostra a Figura 23. Definidas as características de escoamento nestas seções, tem-se a quantidade de energia que deve ser dissipada. A largura do canal de fuga e da bacia de dissipação é a mesma do canal de entrada.

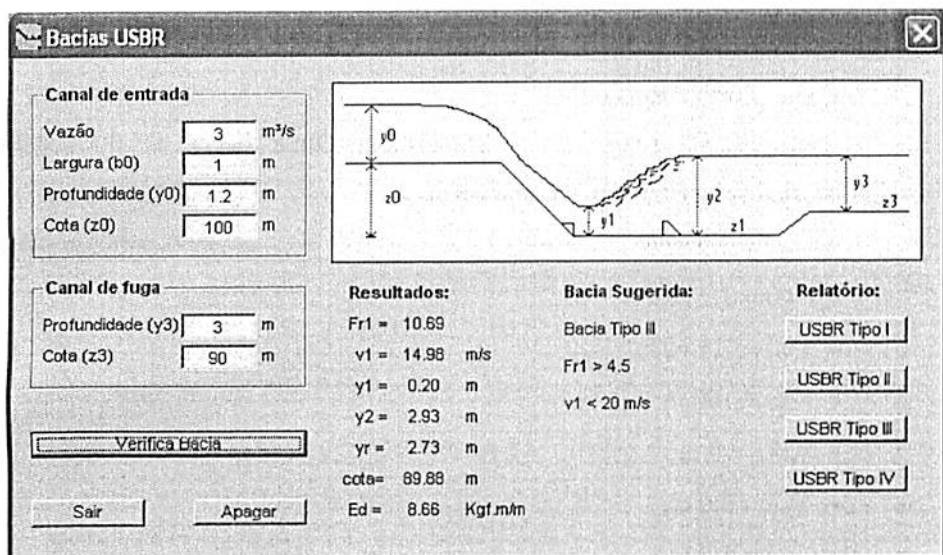


FIGURA 23 - Dimensionamento das Bacias USBR I, II, III e IV.

Clicando no botão *Verifica bacia*, o aplicativo calcula a cota em que deve ser construída a bacia, sugere o tipo que melhor se adapta ao problema, mostra as características do ressalto e calcula a quantidade de energia dissipada.

O dissipador de rampa com blocos possui seção retangular. A inclinação da rampa deve ser maior ou igual que 2 (H) : 1 (V). Para o dimensionamento da rampa através do CanalSoft é necessário que o usuário digite a vazão de projeto, a largura da rampa, a cota do canal de entrada, do canal de fuga e a inclinação da rampa. O aplicativo calcula as dimensões da rampa, em função da profundidade crítica para as condições de escoamento.

As características completas do projeto de todos os tipos de dissipadores podem ser obtidas através do relatório de projeto.

4.9.1 Exemplo de aplicação

Fonte: Porto e Reis (1994)

Exemplo 5.3 (pág. 46) – Dimensionar uma bacia de dissipação, retangular, de fundo horizontal, conhecendo-se:

- $q_0 = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $y_0 = 1,2 \text{ m}$;
- $v_0 = 2,5 \text{ m/s}$;
- $z_0 = 100 \text{ m}$;
- $z_3 = 90 \text{ m}$;
- $y_3 = 3,0 \text{ m}$;
- $v_3 = 1,0 \text{ m/s}$.

O resultado obtido pelo programa (Figura 23) é o mesmo apresentado pelo autor acima.

4.10 Ajuda do programa (*Help*)

Esta parte do aplicativo foi construída com o intuito de servir como um manual sobre a utilização do programa e como fonte de consulta da parte teórica, abordando todos os tipos de obras dimensionadas pelo software.

A ajuda pode ser acessada diretamente pela tecla *F1* ou pelo menu *Ajuda* opção *Conteúdo*.

Ao acessar a ajuda do programa, o conteúdo é carregado para uma janela (padrão de ajuda do Windows), onde se encontram os atalhos para os principais tópicos do aplicativo (Figura 24).



FIGURA 24 - Janela principal do arquivo de ajuda.

O usuário também pode pesquisar por uma palavra chave através do botão *Pesquisar* (Figura 24).

Cada tópico aborda o assunto selecionado com uma introdução e várias considerações importantes sobre o dimensionamento, sempre com um exemplo da literatura ao final do tópico.

5 CONCLUSÕES

- 1. O programa desenvolvido apresenta resultados confiáveis e concordantes com os exemplos da literatura a que foi comparado, o que permite o seu emprego no auxílio de projetos de canais, estruturas hidráulicas e estimativas da vazão de projeto;**
- 2. O CanalSoft é uma ferramenta de fácil manuseio e entendimento, podendo ser utilizado em simulações de projetos profissionais e para fins didáticos;**
- 3. Possui um amplo arquivo de ajuda, capaz de auxiliar os usuários no dimensionamento e no entendimento da metodologia utilizada nos cálculos;**
- 4. Os resultados obtidos são salvos e impressos em forma de relatório, agilizando e organizando as etapas de planejamento da obra.**

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARMCO. **Manual da técnica de boeiros e drenos.** Chicago, R.R. Donneley, 1943. 500 p.

ASSAD, E. D.; MASUTOMO, R.; ASSAD, M. L. L. Estimativa das precipitações máximas prováveis com duração de 24 horas e de 30 minutos. Caso dos cerrados Brasileiros. **Pesquisa Agropecuária Brasileira**, Brasília, v.27, n.5, p. 677 - 686, 1992.

AZEVEDO NETTO, J.M.; FERNANDEZ, F. M.; ARAUJO, A.; ITO, A. E. **Manual de hidráulica.** 8. ed. São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1998. 670 p.

BERNARDO, S. **Manual de Irrigação.** 6. ed. Viçosa: UFV, Impr. Univ., 1995. 675p. : il.

CARVALHO, J.A. **Obras Hidráulicas.** Lavras: UFLA, 2000. 210 p. Apostila.

CHOW, V. T. **Handbook of applied hydrology.** New York: Ed. Mcgraw-Hill, 1964.

CIRILO, J. A.; COELHO, M. M. L. P.; BAPTISTA, M. B. **Hidráulica Aplicada.** 1. ed. Porto Alegre: ABRH, 2001. 619 p. v. 8.

DENARDIN, J.; FREITAS, P. L. Características fundamentais da chuva no Brasil. **Pesquisa Agropecuária Brasileira**, Brasília, v.17, n.10, p. 1409 - 1416, 1982.

DENARDIN, J.; FREITAS, P. L.; WUNSHE, W. A.; WENDT, W. Características fundamentais da chuva no Brasil. I. Rio Grande do Sul. **Pesquisa Agropecuária Brasileira**, Brasília, v.15, n.4, p. 419 - 421, 1980.

EUCLYDES, H. P. **Saneamento Agrícola. Atenuação das cheias: Metodologia e Projeto.** Belo Horizonte: Ruralminas, 1987. 320 p.: il.

FENDRICH, R. **Chuvas intensas para obras de drenagem (no Estado do Paraná).** Curitiba: Champagnat, 1998. 99 p.

FLOW PRO: Hydraulic design software for steady-state open channel flow. Version 2.0. Prosoft Apps, 1996.

FREITAS, A. J. de F. Tempo de concentração. Belo Horizonte: Sudecap, 1984. 67 p.

HWANG, N. H. C. Fundamentos de sistemas de engenharia hidráulica. Tradução de Archibald Joseph Macintyre. Rio de Janeiro: Prentice-Hall do Brasil, 1984. 315 p. Título original: *Fundamentals of hydraulic engineering systems*

MAYS, L. W. Hydraulic Design Handbook. McGraw-Hill, 1999. 122p.

NOVAK, P.; MOFFAT, A. I. B.; NALLURI, C.; NARAYANAN, R. Hydraulic Structures. 2.ed Oxford: Alden Press, 1997. 597p.

PETERKA, A.J. Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators. Washington: United States Government Printing Office, 1964. 226 p.

PFASTETTER, O. Chuvas intensas no Brasil. Rio de Janeiro: DNOS, 1957. 419p.

PIMENTA, C. F. Curso de hidráulica geral. 4. ed. Rio de Janeiro: Ed. Guanabara Dois, 1981. 483 p.

PINTO, F. A.; FERREIRA, P. A.; PRUSKI, F. F.; ALVES, A. R.; CECON, P. R. Equações de chuvas intensas para algumas localidades do estado de Minas Gerais. *Revista Engenharia Agrícola*, Jaboticabal, v.16, n.1, p. 91 - 104, 1996.

PORTO, R. DE M. Hidráulica Básica. 2. ed. São Carlos: EESC – USP, 1999. 540 p. : il.

PORTO, R. DE M.; REIS, L. F. R. Orifício – Vertedores – Tubos curtos – Comportas planas: Notas de aula da disciplina SHS 401 Hidráulica. Publicação 065/95 Reimpressão. São Carlos, 1994.

PRUSKI, F. F.; SILVA, D.D. escoamento Superficial. Caderno didático Engenharia na Agricultura. Viçosa: UFV, 1997. 33 p. v. 26.

SILVA, D. D.; PINTO, F. R. L.; PRUSKI, F. F.; PINTO, F. A. Estimativa e espacialização dos parâmetros da equação de intensidade-duração-frequência da precipitação para o Rio de Janeiro e o Espírito Santo. *Revista Engenharia Agrícola*, Jaboticabal, v.18, n.3, p. 11 - 21, 1999. (A)

SILVA, D.D., VALVERDE, A.E.L., PRUSKI, F.F., GONÇALVES, R.A.B. Estimativa e espacialização dos parâmetros da equação de intensidade-duração-

frequência da precipitação para o Estado de São Paulo. **Revista Engenharia na Agricultura**, v.7, n.2, p. 70-87. 1999. (B)

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS : ABRH, 2. ed.; 2.reimpr.; 2001. 944p.

VILLELA, S.M., MATTOS, A. **Hidrologia aplicada**. São Paulo: McGraw Hill do Brasil, 1975. 245 p.: il.

VISCHER, D. L.; HAGER, W. H. **Energy Dissipators**. Rotterdam: Brookfield, 1995. 201p.

ANEXO A

UFLA - DEG

CanalSoft - Relatório de Projeto

Dados do Projeto:

Características da bacia:

Área:	100 ha
Comprimento do talvegue:	2 Km
Desnível:	35 m
Declividade média:	17.50 m/Km
Coef. de esc. superficial	0.61

Tempo de concentração:

Fórmula: Kirpich e CHPW

Tempo de concentração: 32.18 minutos

Tempo de retorno: 10 anos

Intensidade máxima-média de precipitação:

Localidade: Patos de Minas

Estado: MG

k: 4316

a: 0.25

b: 41.9

c: 1.014

Intensidade: 97.54 mm/h

Vazão de projeto:

Fórmula: Racional

Qmax: 16.53 m³/s

