

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM TECNOLOGIAS AMBIENTAIS

**DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL E TEMPORAL DO ESCOAMENTO
SUPERFICIAL EM BACIAS HIDROGRÁFICAS**

Joaquim Francisco da Costa Neto

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Tecnologias Ambientais da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Tecnologias Ambientais.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Jorge Luiz Steffen

Campo Grande
2005

AGRADECIMENTOS

A DEUS, nossa grande fonte de amor *que seja feita a Vossa vontade....*

À Universidade do Estado de Mato Grosso – UNEMAT, Faculdade de Ciências Exatas – FACIEX e Departamento de Matemática, pela concessão do afastamento, confiança e apoio.

À Universidade Federal de Mato Grosso do Sul – UFMS, pelo excelente curso oferecido.

Ao Prof. Dr. Jorge Luiz Steffen, pela excelente orientação, compreensão e amizade dispensadas durante a elaboração deste trabalho.

Aos professores, colegas e funcionários do Departamento de Hidráulica e Transportes da UFMS; e demais professores colaboradores de outras instituições, pela colaboração e aprendizado.

Aos amigos e colegas pela união em todos os momentos, durante o decorrer do curso.

Ao meu pai, que embora hoje não estando mais entre nós, vou guardar para sempre seu exemplo de carinho e amor *saudades*.

À minha mãe Sofia Rosa, e meus irmãos Luiz e Camilo, que me deram todo incentivo e apoio familiar durante a minha ausência.

Aos meus demais familiares pela mostra de carinho, especialmente a minha Vó Magida, Tio Paulo (*in memorian*) e Tia Marlene pela acolhida em Campo Grande.

A minha esposa Tammy, e meus filhos Fernando e Guilherme, que a cada dia que passa, mais amo e admiro.

DEDICATÓRIA

A minha querida esposa Tammy, e aos meus filhos Fernando e Guilherme, pois somente com o grande amor que nos une, conseguimos superar mais essa jornada.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	ii
DEDICATÓRIA	iii
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	vi
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SIMBOLOS	viii
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1 - Definições	4
3.2 - Considerações sobre a escala	7
3.3 - Formas de discretização	9
3.4 - Modelos	15
3.4.1 - Modelos concentrados	15
3.4.2 - Modelos distribuídos	16
3.5 – Métodos numéricos	20
3.5.1 – Método das diferenças finitas	20
3.6 – O escoamento	23
3.6.1 – Método do <i>Soil Conservation Service</i> – <i>SCS</i>	25

3.6.2 - Equações de <i>Saint-Venant</i>	28
3.6.2.1 - Equações para escoamento nos planos.....	31
3.6.2.2 - Equações para escoamento nos canais	32
3.7 - Modelo computacional.....	33
4. METODOLOGIA.....	36
4.1 – Modelo da onda cinemática.....	36
4.1.1 – Equação da continuidade.....	36
4.1.2 – Equação dinâmica.....	37
4.1.3 – Método de solução das equações.....	38
4.2 – Desenvolvimento de um modelo computacional	44
4.3 – Escolha da bacia para validação do modelo	45
4.3.1 - Critérios utilizados para validação do modelo	48
4.3.2 – Análise estatística	49
4.4 – Escolha da área para aplicação do modelo proposto	50
4.5 – Levantamento de dados	51
4.6 – Determinação do coeficiente de rugosidade de Manning.....	59
4.7 – Determinação da precipitação efetiva.....	67
4.7.1 - Método apresentado pelo <i>Soil Conservation Service</i> – <i>SCS</i>	67
4.7.2 – Método proposto.....	69
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	71
5.1 – Modelo computacional	71
5.2 – Validação do modelo	73
5.2.1 – Análise estatística do modelo	77

5.3 – Dados físicos e climáticos da bacia de estudo	77
5.3.1 – Dados físicos	77
5.3.2 – Dados climáticos	78
5.4 – Determinação dos hidrogramas calculados	81
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	86
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88
ANEXO A – Fluxograma do programa computacional principal.....	93
ANEXO B – Caracterização física da bacia e sub-bacias da área de estudo.....	95
ANEXO C – Distribuição da precipitação efetiva por bacia – evento 1995	103
ANEXO D – Tabela das vazões calculadas e observadas – evento 1995	110
ANEXO E – Gráficos dos hidrogramas calculados e observados – evento 1995	125
APENDICE I – Valores mínimos de precipitação para gerar escoamento superficial – Método do SCS	129

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 – Escalas temporais relativas aos processos de acoplamento entre vários elementos da terra.....	08
FIGURA 3.2 – Estruturas de discretização	09
FIGURA 3.3 – Representação do MNT para uma bacia hidrográfica	11
FIGURA 3.4 – Discretização de bacias em zonas e planos.....	11
FIGURA 3.5 – Representação da bacia por meio de células.....	12
FIGURA 3.6 – Pontos de fluxo em cascata.....	13
FIGURA 3.7 – Geometria da seção convergente	13
FIGURA 3.8 – Geometria do modelo de escoamento de Wooding's	14
FIGURA 3.9 – Geometria da seção composta	14
FIGURA 3.10 – Cascata de N planos que descarregam no canal.....	15
FIGURA 3.11 – Esquemas numéricos no tempo	22
FIGURA 3.12 – Variação da capacidade de infiltração real de um solo e distribuição de chuva.....	23
FIGURA 3.13 – Hidrograma tipo.....	24
FIGURA 3.14 – Hidrogramas calculados e observados na estação hidrométrica de Bodega.....	26
FIGURA 3.15 – Comportamento da relação A_i/S ao longo do tempo	28
FIGURA 3.16 – Trecho do rio com planos retangulares e canais livres	31
FIGURA 4.1 – Esquema de discretização pelo método explícito de diferenças finitas para os planos.....	41

FIGURA 4.2 – Esquema de discretização pelo método explícito de diferenças finitas para os canais	44
FIGURA 4.3 – Bacia usada para calibração do modelo.....	45
FIGURA 4.4 – Discretização da bacia usada para calibração do modelo.....	46
FIGURA 4.5 – Hidrograma unidimensional do escoamento superficial	47
FIGURA 4.6 – Área de estudo	52
FIGURA 4.7 – Localização da área de estudo	53
FIGURA 4.8 – Polígono de Thiessen na bacia de aplicação do modelo.....	54
FIGURA 4.9 – Carta do tipo de solo.....	56
FIGURA 4.10 – Carta do tipo de vegetação.....	57
FIGURA 4.11 – Discretização da bacia de estudo em 100 sub-bacias	60
FIGURA 4.12 – Discretização da bacia de estudo em 26 sub-bacias	61
FIGURA 4.13 – Discretização da bacia de estudo em 11 sub-bacias	62
FIGURA 4.14 – Discretização da bacia de estudo em 04 sub-bacias	63
FIGURA 4.15 – Discretização da bacia de estudo em 01 sub-bacia.....	64
FIGURA 5.1 – Esquema de encadeamento das sub-bacias para alimentação do modelo..	72
FIGURA 5.2 – Hidrograma comparativo entre os métodos: proposto e calculado por STEPHENSON et al. (1986)	74

FIGURA 5.3 – Hidrograma para verificação dos níveis de discretização das sub-bacias – bacia discretizada em duas sub-bacias	74
FIGURA 5.4 – Hidrograma para verificação de diferentes intensidades e níveis de discretização das sub-bacias	75
FIGURA 5.5 – Hidrograma para verificação de diferentes intensidades e intervalos de tempo das chuvas.....	76
FIGURA 5.6 – Hidrograma para verificação de diferentes intensidades e intervalos de tempo das chuvas.....	76
FIGURA 5.7 – Hidrograma do ano de 1995	79
FIGURA 5.8 – Hidrograma do ano de 1998	80
FIGURA 5.9 – Hidrograma final das bacias de estudo discretizadas – evento 1995	84
FIGURA 5.10 – Hidrograma final das bacias de estudo discretizadas – evento 1998	84

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – Resumo dos principais resultados da etapa de aplicação das discretizações.....	16
TABELA 3.2 – Modelo de escoamento da onda cinemática	30
TABELA 3.3 – Símbolos para diagrama de fluxo	34
TABELA 4.1 – Cálculo e dimensionamento da descarga máxima e tempo de pico do hidrograma.....	48
TABELA 4.2 - Características físicas da bacia para validação do modelo	48
TABELA 4.3 – Postos de interesse para distribuição das chuvas na bacia do Rio Aquidauana.....	55
TABELA 4.4 – Determinação das cartas topográficas da bacia de estudo	58
TABELA 4.5 – Valores de rugosidade recomendados para alguns tipos de revestimento em terra	59
TABELA 4.6 – Tabela de rugosidade de terrenos.....	65
TABELA 4.7 – Enquadramento do tipo de solo para cálculo do coeficiente de rugosidade de Manning	65
TABELA 4.8 – Enquadramento do tipo de vegetação para cálculo do coeficiente de rugosidade de Manning	66
TABELA 4.9 – Cálculo do coeficiente médio de rugosidade de Manning.....	66
TABELA 4.10 – Coeficiente de rugosidade de Manning para canais e rios.....	67
TABELA 5.1 – Diferença entre os valores calculados analiticamente e graficamente por STEPHENSON.....	73
TABELA 5.2 – Cálculo do desvio e do erro quadrático médio na validação do modelo ...	77
TABELA 5.3 – Área de influência dos postos pluviométricos na bacia de estudo.....	78

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SIMBOLOS.

A – área da seção transversal; área do plano;
Ai – abstração inicial;
A,B,C,D – pontos;
b – largura do canal;
B – bacia;
Cg – Centro de gravidade;
CM(f(NCM)) – contribuinte de montante;
F – Variável adimensional da infiltração;
 f_c – parcela do dimensionamento referente a infiltração;
f(NSB) – em função do número de sub-bacias;
H – desnível médio do talvegue;
h – profundidade;
hc – profundidade de canal;
 i_e - precipitação efetiva;
i – unidade de deslocamento no espaço;
I0D – intensidade a direita da sub-bacia;
I0E – intensidade a esquerda da sub-bacia;
j – unidade de deslocamento no tempo;
L – comprimento do talvegue;
Ld – comprimento do lado direito do plano;
Le – comprimento do lado esquerdo do plano;
Ls – comprimento do canal de drenagem;
M – Módulo da bacia;
N – norte; número de planos;
NCD – número de chuvas a direita;
NCE – número de chuvas a esquerda;
 $N_{(indice)}$ – coeficiente de rugosidade de Manning;
Q – vazão;

q – Vazão por unidade de largura;
 q_c - Vazão por unidade de largura;
 $q(x,t)$ – precipitação excedente;
 S – capacidade máxima do solo;
 $S_{(\text{índice})}$ – declividade;
 t_c – tempo de concentração;
 t_p – tempo de pico;
 t_d – tempo de duração;
 t_m – tempo de ascensão;
 t_b – tempo de base;
 t_l – tempo de retardo;
 t_{co} – tempo de concentração;
 t_{ed} – tempo de duração das chuvas;
 T_D – Variável adimensional do tempo;
 $TD0$ – tempo da chuva a direita;
 $TE0$ – tempo da chuva a esquerda;
 y – profundidade do canal;
 y_s – profundidade do canal;
 $E(t)$ – Evaporação no instante t ;
 P – Precipitação;
 $P(t)$ – precipitação no instante t ;
 Q – Vazão;
 $Q(t)$ – vazão no instante t ;
 θ - declividade da bacia;
 Δx - acréscimo de espaço na direção x ;
 Δz - acréscimo de espaço na direção z ;
 Δt - acréscimo de tempo t ;
 L_c – comprimento de canal;
 L_K – comprimento de plano;
 X_c – Sentido longitudinal do fluxo no canal;
 X_K – sentido longitudinal do fluxo no plano;

Wc – Largura de canal;

WK – largura de plano;

MNT – modelo numérico de terreno;

NCM – número de contribuição de montante;

NSB – número de sub-bacias;

TIN – rede triangular irregular;

TSB – tipo de sub-bacias.

RESUMO

COSTA NETO, J. F. (2005). *Distribuição espacial e temporal do escoamento superficial em bacias hidrográficas*. Campo Grande, 2005. 124 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Brasil.

A necessidade de conservação dos recursos hídricos induz os pesquisadores à busca de um melhor entendimento e interação do processo dinâmico de transformação que envolve todo o ciclo hidrológico. A escassez de estações meteorológicas e fluviométricas, associada às grandes dimensões das bacias hidrográficas do país, impossibilitam a quantificação do volume de água escoado nas pequenas bacias, bem como seu comportamento ao longo do trecho de escoamento. No presente estudo, objetivou-se desenvolver um modelo matemático e computacional que analise e determine a distribuição espacial e temporal do escoamento superficial unidimensional, em bacias hidrográficas. O modelo permite gerar hidrogramas com base em dados fisiográficos, vazões observadas em um posto fluviométrico à jusante e dados de precipitação, em diversas sub-bacias de interesse, que não disponham de medições de vazão. A bacia hidrográfica em estudo localiza-se no Rio Aquidauana, acima do posto fluvial Ponte do Grego, e foi discretizada em uma, quatro, onze, vinte e seis e cem sub-bacias. Os dados físicos e de chuvas para o período estudado foram obtidos e dimensionados para cada forma de discretização. O modelo matemático foi baseado no método da onda cinemática, e convenientemente discretizado, utilizando-se o método numérico de diferenças finitas com variáveis adimensionais. O modelo apresentou resultados satisfatórios para todos os tipos de discretização, quando comparados com os dados observados, não apresentando restrições quanto à configuração física das bacias e quanto aos intervalos de chuva, podendo assim ser aplicado em qualquer tipo de bacia hidrográfica.

Palavras-chave: Modelagem, onda cinemática, bacias hidrográficas, discretização de bacias, escoamento superficial.

ABSTRACT

COSTA NETO, J. F. (2005). *Spatial and temporal distribution of superficial flow in hydrographic basins. Campo Grande, 2005. 124 p. Thesis (Masters) – Federal University of Mato Grosso do Sul, Brazil.*

The need for water resource conservation has induced researchers to search a better understanding of the dynamic transformation processes involved in the hydrological cycle. The scarcity of meteorological and fluviométric stations, associated with the large dimensions of this country's hydrological basins, brings difficulties for the quantification of the volumes of surface water flow in small basins, as well as the behavior of such flow along the course of the basin. The objective of the present study was to develop a mathematical and computational model to analyze and determine the spatial and temporal distribution of one dimensional superficial flow in hydrographic basins. The model permits the generation of hydrograms in different sub-basins of interest, where flow measurements are not available. The studied hydrographic basin, located in the Aquidauana River system, upstream of the monitoring station Ponte do Grego, was divided into one, four, twenty-six and one hundred sub-basins. Physical and rainfall data for the study period were obtained and dimensioned for each form of discretization. The mathematical model was based on the kinematic wave method, and suitably discretization was made using the numerical method of finite differences with non-dimensional variables. The model presented satisfactory results for all the discretization types, when compared with the observed data, not presenting any limitations with regard to the physical configuration of the basins or rainfall intervals, therefore allowing its application in any type of hydrographic basin.

Key-words: Modeling; kinematic wave; hydrographical basins; discretization of basins; superficial flow.

1. INTRODUÇÃO

A atual conscientização da população quanto à necessidade de conservação dos recursos hídricos tem levado à busca de soluções para um melhor uso e aproveitamento da água. Trata-se de um recurso natural finito, essencial para a sobrevivência dos seres vivos, além de servir como corpo transportador de diversas substâncias e um dos elementos mais importantes nos ciclos biogeoquímicos.

O ciclo hidrológico é um fenômeno global que envolve a água, a superfície terrestre e a atmosfera, onde a primeira exerce uma circulação fechada entre os demais. O homem sempre buscou entender os fenômenos do ciclo hidrológico e suas fases, à medida que avançava nos conhecimentos tecnológicos. A água se distribui de forma irregular no tempo e no espaço, na superfície e subsuperfície terrestre. Essa distribuição está associada a geomorfologia, condições climáticas e condições meteorológicas de cada região.

Segundo TUCCI (1998), o modelo é a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma fácil de acesso e uso, com objetivo de entendê-lo e buscar suas respostas para diferentes entradas.

Modelagem matemática é o processo que precede a obtenção de um modelo. Esse modelo pode ser considerado um processo artístico, pois, para se elaborar um modelo, além do conhecimento matemático, o modelador precisa ter uma dose significativa de intuição e criatividade para interpretar o contexto, saber discernir que conteúdo matemático melhor se adapta e também ter senso lúdico para jogar com as variáveis envolvidas (BIEMBENGUT, 2003).

Assim, um modelo hidrológico pode ser definido como sendo uma representação matemática do fluxo de água e seus contribuintes sobre uma parte da superfície e/ou subsuperfície. Essa porção superficial de terra, limitada por um divisor de águas, que possui cursos d'água, que convergem para uma única saída, é denominada bacia hidrográfica. A necessidade de se obter um modelo hidrológico adequado, que sirva como base para um planejamento de uma bacia hidrográfica, advém do objetivo de harmonizar os múltiplos usos da água com o meio ambiente.

A simulação de parte do ciclo hidrológico, através de modelos matemáticos está limitada pela dificuldade de se representar um sistema físico heterogêneo, tornando praticamente

impossível uma discretização espacial e temporal para cada fenômeno a ser estudado. Outro fator limitante é a ausência de dados e séries históricas disponíveis para calibração dos modelos.

Devido à complexidade dos fenômenos, que ocorrem em uma bacia, a representação dos processos requer diferentes níveis de precisão, que variam de acordo com o objetivo de cada pesquisa. A utilização de novos recursos como sensoriamento remoto, alta capacidade de cálculo dos computadores e linguagens de programação acessíveis, tem sido poderosos aliados na solução de situações problemas e melhoria dos níveis de precisão.

O presente trabalho propõe desenvolver uma metodologia, com base nos trabalhos divulgados na literatura, que visa determinar a distribuição espacial e temporal do escoamento superficial, com base nas características fisiográficas da bacia e das precipitações nos postos que lhe são influentes. O modelo permitirá avaliar as vazões e estabelecer uma relação entre os hidrogramas calculados e observados em uma bacia, além de obter as vazões em diversas secções de interesse, para diferentes níveis de discretização da bacia, auxiliando nos estudos de avaliação da dinâmica ambiental.

2. OBJETIVOS

- Objetivos Gerais

Desenvolver um modelo matemático e computacional que permita calcular e avaliar a distribuição espacial e temporal do escoamento superficial para diferentes influências físicas e climáticas;

- Objetivos Específicos

Modelar matematicamente a distribuição espacial e temporal do escoamento superficial unidimensional de uma bacia hidrográfica, através dos dados físicos e de vazão, medidos em sua exutória;

Obter hidrogramas de diversas sub-bacias formadoras de uma bacia hidrográfica, utilizando os dados físicos, climáticos e de vazão na exutória da bacia;

Desenvolver um modelo computacional que permita:

- Calcular a distribuição espacial e temporal do escoamento superficial;
- Gerar hidrogramas em qualquer seção de interesse, em função dos diferentes níveis de discretização;
- Simular as influências físicas (uso do solo, declividade e níveis de discretização) e climática (precipitação), na distribuição do escoamento superficial.

Avaliar a distribuição do escoamento superficial.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A presente revisão bibliográfica consiste de dados e textos obtidos através de consultas bibliográficas realizadas em livros e periódicos, a respeito dos modelos de transformação de chuva em vazão nas bacias hidrográficas. Para uma melhor seqüência e entendimento da revisão proposta, resolvemos dividi-la em definições, considerações sobre escala, formas de discretização, modelos, escoamento e modelo computacional.

3.1. Definições

A água existe em praticamente todo o planeta e se acha em permanente circulação, processo esse, denominado ciclo hidrológico. Particularizando esse processo, chegamos ao ciclo hidrológico terrestre e posteriormente à bacia hidrográfica. Definimos a bacia hidrográfica como sendo uma porção de terra limitada por divisores de água, dentro da qual, toda água precipitada, não evaporada ou retida, escoar para um único ponto de saída. A bacia hidrográfica constitui um sistema físico extremamente complexo, em geral anisotrópico, heterogêneo e variável no tempo (BARTH et al., 1987).

Com vistas a subsidiar estudos de planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos, é necessária a obtenção de dados que auxiliem na determinação das vazões em pontos de interesse. Devido à escassez de postos pluviométricos e fluviométricos, que forneçam uma série histórica de dados confiáveis, criam-se técnicas de modelagem que variam em sua complexidade, que vão desde os métodos empíricos até os modelos matemáticos. Tais modelos podem ser usados para fazer previsões em áreas sem registro de dados, assumindo ajustes aceitáveis com base na topografia e uso do solo (CHERY et al., 1979).

Segundo DOOGUE (1973), modelo é a representação do comportamento de qualquer estrutura, que num dado tempo de referência interrelaciona-se com uma entrada, causa ou estímulo de energia e uma saída. Os modelos são classificados em físicos, analógicos e matemáticos. Os modelos físicos representam o sistema por um protótipo em escala menor. Os modelos analógicos usam a analogia das equações, que regem diferentes fenômenos para modelar convenientemente os modelos mais complexos. Os modelos matemáticos representam o sistema através de equações matemáticas. Outras classificações dos modelos são encontradas em MAIDMENT et al. (1993), VERTESSY et al. (1993) e TUCCI (1998).

Para TODINI (1988), um modelo matemático, genericamente, combina dois componentes básicos: um físico, que expressa todo conhecimento que se tem a respeito do fenômeno a ser representado e um aleatório, expresso em termos estatísticos, que se refere à parcela não explicada do componente físico. Os modelos estocásticos se caracterizam pela ausência de componentes físicos, significando total ignorância a respeito do processo, conforme descrito por STEFFEN (1997).

Os modelos hidrológicos foram desenvolvidos com objetivo de se tornarem ferramentas para melhor entender e representar o comportamento das bacias hidrográficas, e prever condições diferentes das observadas (TUCCI, 1998). Devido ao grande número de classificação dos modelos hidrológicos, adotam-se três classes, para fins de estudo de distribuição espacial e temporal do escoamento superficial:

- Concentrados;
- Distribuídos;
- Diferenciais distribuídos.

Os modelos concentrados consideram, que todas as variáveis de entrada e de saída são representativas de toda área estudada, podendo produzir resultados razoáveis, por não considerar precisamente as condições locais, os parâmetros são obtidos através de técnicas de ajuste e são desprovidos de significado físico. Os modelos distribuídos consideram a variabilidade espacial encontrada nas diversas variáveis do modelo, dividindo a bacia em subsistemas e agrupando-as, através da igualdade de condições de contorno, procurando dar significado físico aos seus parâmetros. Os modelos diferenciais distribuídos representam o comportamento da bacia pelas equações diferenciais, discretizadas no tempo e no espaço, que expressam o balanço de massa e a quantidade de movimento para cada subsistema. Os subsistemas são então interligados a cada intervalo de tempo, igualando suas mútuas condições de contorno (STEFFEN, 1997).

KITE et al. (1992) afirmam que os modelos concentrados podem apresentar resultados razoáveis, por tratar a bacia com uma área homogênea e de precipitação igualmente distribuída em toda sua área, não condizendo precisamente com a situação do local. Os modelos distribuídos dividem a bacia em subsistemas e aplicam para cada caso, suas particularidades separadamente, propagando as vazões que deles resultam, ao longo de cada trecho definido de canal. Os modelos

distribuídos, embora flexíveis, necessitam de mais dados, mais parâmetros e maior esforço na aplicação. Porém, a escolha de um determinado tipo de modelo deve ser feita com base nos objetivos do estudo, características da bacia e do rio, na disponibilidade de dados e familiaridade com o modelo.

Os modelos hidrológicos distribuídos físicos são os que melhor representam os processos físicos dentro de uma bacia hidrográfica, porém requerem uma quantidade bastante extensa e detalhada de informação sobre a bacia, de modo a realizar uma boa parametrização do modelo (BEVEN, 1989).

Segundo DUNNE (1983), para conhecer o regime de um curso d'água, faz-se necessário conhecer uma série de registros de dados hidrológicos suficientemente longa, homogênea e representativa ao longo do tempo. Esses dados podem ser obtidos usando métodos empíricos, tais como análise de frequência de cheias, hidrogramas unitários e funções de perdas acopladas à propagação de cheias. Alguns métodos utilizam parâmetros relativos a infiltração, armazenamento, resistência ao escoamento entre outros, para explicar a física do processo. Outros métodos tentam transferir informações fluviométricas para a seção fluvial de interesse, por meio de técnicas que empregam somente a propagação entre áreas de drenagem. Ambos os métodos acima citados não levam em consideração as diferenças geomorfológicas, climáticas de cada região, além de não observar a mudança no estado físico do sistema, tais como reflorestamento, uso de fertilizantes e a qualidade do escoamento, tornando inadequado o emprego desses métodos.

Para alguns casos, com tempo de contribuição invariante, isto é, chuva estável com excedente constante e bacias com configurações geométricas simples, SINGH (1975), propõe uma solução híbrida, em que utiliza as soluções analíticas e numéricas simultaneamente para uma série de escoamento em uma bacia natural.

O escoamento superficial é parte importante do ciclo hidrológico, pois é responsável pela grande parte do transporte de diversos materiais e substâncias, através das superfícies do solo, rios e canais. Algumas definições sobre as partes componentes do escoamento superficial são apresentadas por STEFFEN (1997) e serão descritas a seguir:

A descarga (*runoff*) é a vazão coletada dentro da bacia hidrográfica, proveniente de uma parcela da precipitação, que atinge seu exutório através do canal fluvial, e que de forma perene

ou intermitente se transforma em escoamento fluvial. A descarga é composta de escoamento superficial (*surface runoff*), que é aquele que escoar na superfície do solo e escoamento subsuperficial (*subsurface*), que é aquele que escoar no interior do solo.

A vazão na extremidade de jusante de qualquer trecho de canal (*streamflow*) é igual a soma das vazões de entradas no trecho (*channel inflow*), acrescida das entradas laterais (*lateral inflow*) e da precipitação sobre o canal (*channel precipitation*) ao longo do trecho.

A entrada lateral, em função de sua fonte proveniente, é composta de escoamento superficial (*overland flow*), que escoar ao longo da superfície em direção do canal e escoamento subsuperficial (*subsurface storm flow*) proveniente da água infiltrada, ocasionando o escoamento através das camadas superiores do solo, em direção ao canal principal, como fluxo saturado ou não saturado, acima do nível subterrâneo principal.

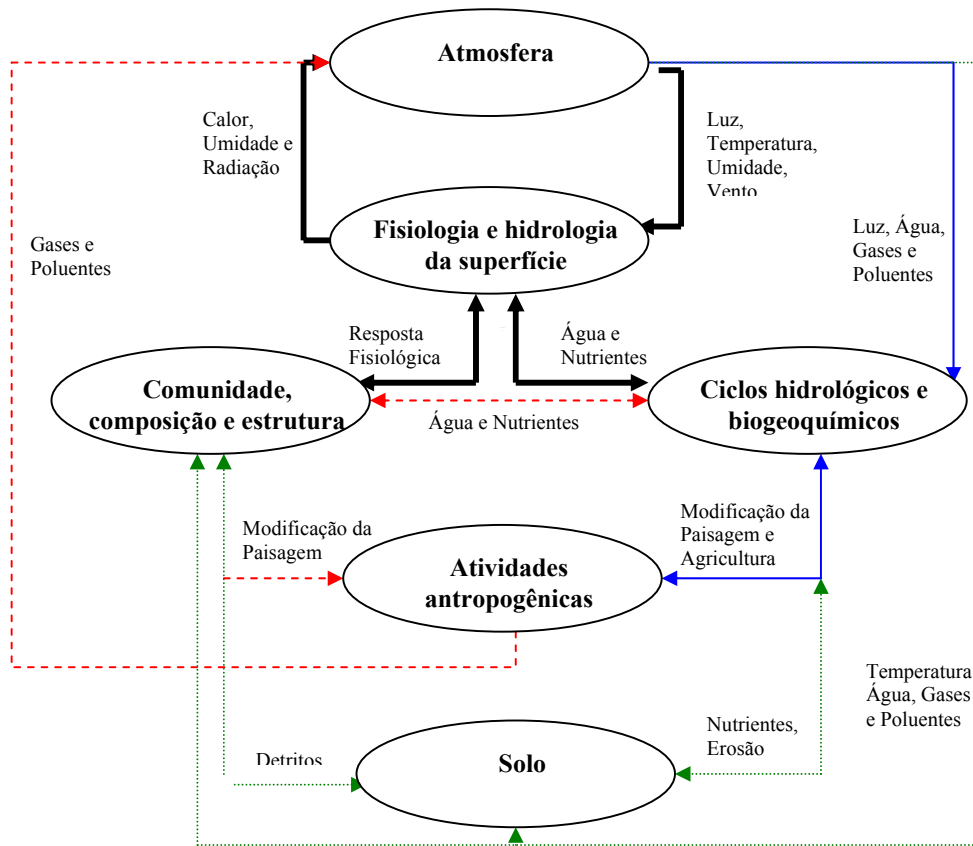
O fluxo de base (*base flow*), provém da percolação profunda da água infiltrada, que penetra no sistema subterrâneo permanente e descarrega no canal fluvial. Assim, a contribuição subterrânea é a soma do fluxo de base com o escoamento subsuperficial. O escoamento subsuperficial, que descarrega em regiões transientes saturadas, localizadas próximas ao canal e que surgem durante períodos de cheia, é considerado como parcela da distribuição subterrânea total. Quando tais descargas ocorrem a uma certa distância do canal principal, acontecem em pontos de filtração, em baixios topográficos. Em função das proximidades do canal principal, elas alimentam seus próprios canais tributários intermitentes, para os quais se aplicam todas as definições acima.

3.2. Considerações sobre a escala

Os modelos, geralmente, descrevem processos com diferentes níveis de detalhamento espacial e temporal. Um modelo pode ser detalhado, apropriado para pequenos intervalos de tempo e espaço, ou ser mais simples e genérico, podendo simular o comportamento de grandes regiões em tempos mais longos. Alguns processos podem ser simulados em pequenos intervalos de tempo, porém, seus resultados, podem ser generalizados para intervalos de tempo maiores. A atmosfera está acoplada em escalas temporais, mais amplas, com os ciclos biogeoquímicos e hidrológicos, e com o solo (STEYAERT et al., 1993).

A grande maioria dos processos, que ocorrem na superfície terrestre, é caracterizado por escalas de tempo, da ordem de segundos a dias, conforme figura 3.1. Um dos grandes desafios da

modelagem é gerar estimativas confiáveis ao nível regional, através da extrapolação de resultados a nível local (STEYAERT et al., 1993).



Legenda: — 10⁻² a 10⁰ horas — 10⁻¹ a 10² anos - - - 10⁰ a 10³ anos 10⁰ a 10⁴ anos

FIGURA 3.1 – Escalas temporais relativas aos processos de acoplamento entre os vários elementos da terra.

Fonte: HALL et al. (1988).

A escolha da escala espacial e temporal do modelo deve ser compatível e apropriada ao processo hidrológico envolvido, como um todo, com o fenômeno observado (RODRIGUEZ-ITURBE et al., 1983; BERGSTROM et al., 1998). Para KLEMES (1983) a escala correta é aquela que consegue na mais detalhada escala, combinar os fatores empíricos com os conhecimentos teóricos, formando uma síntese matemática.

ABBOT et al. (1986) consideram que os modelos distribuídos com base física, requerem uma grande quantidade de dados e medidas de alguns parâmetros não disponíveis diretamente, a não ser, que se faça uma detalhada coleta de campo. Nesse caso, deparemos novamente com

problemas de escala, pois algumas medidas são pontuais, e os modelos necessitam de dados espacializados para toda a bacia hidrográfica. Porém os mesmos autores consideram que o sensoriamento remoto é uma arma poderosa para fornecer dados distribuídos espacial, temporal ou integrados, em várias escalas, principalmente, parâmetros relacionados ao tipo de solo e vegetação. Para GUPTA et al. (1983), o importante é representar as feições, as interações e o comportamento da bacia hidrográfica, sendo a rugosidade do canal e a condutividade hidráulica do solo, as características mais importantes na modelagem hidrológica.

3.3. Formas de discretização

Na busca de uma boa solução, para representar a transformação de precipitação em descarga, vários estudos têm sido apresentados, desde a utilização de critérios de sub-divisões espaciais da bacia, até a busca de parâmetros que visam descrever a variação dos processos físicos envolvidos. Segundo TUCCI (1998), três modelos são adotados como estrutura de discretização, o modelo concentrado, distribuído por sub-bacias e distribuído por módulos, conforme figura 3.2.

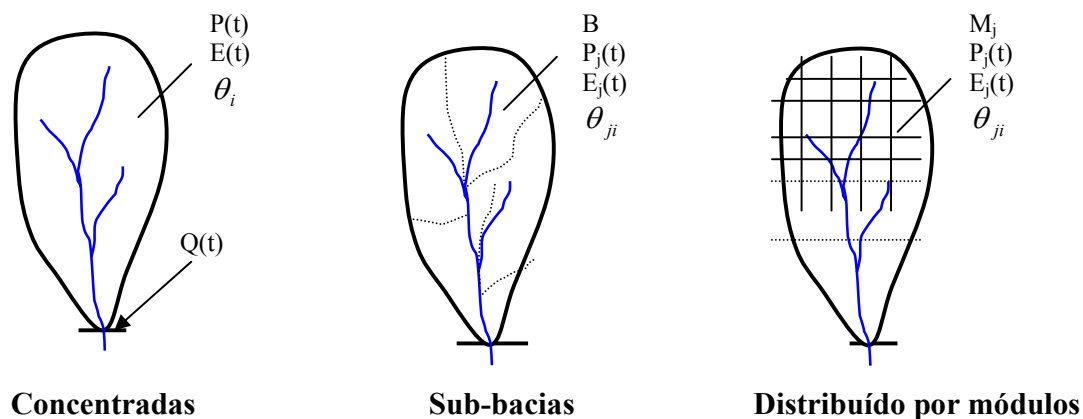


FIGURA 3.2 – Estruturas de discretização.

Fonte: TUCCI (1998).

Onde: $P(t)$ – Precipitação no instante t ;

$E(t)$ – Evaporação no instante t ;

$Q(t)$ – Vazão no instante t ;

B – Sub-bacia;

M – Módulo da bacia.

θ_i - Declividade da bacia

No modelo concentrado, toda bacia é representada por uma precipitação média, e os processos hidrológicos, por variáveis concentradas no espaço. Este modelo é geralmente usado em bacias de pequeno porte, onde os dados fornecidos não comprometem o resultado dos estudos. O modelo distribuído por sub-bacias, permite a divisão da bacia em sub-bacias, de acordo com os canais de drenagem do sistema. A subdivisão é feita em função dos dados disponíveis, locais de interesse e variabilidade dos parâmetros físicos da bacia. No modelo distribuído por módulos, a discretização é feita através de formas geométricas como quadrados, retângulos, triângulos, sem relação direta com a forma da bacia, mas caracterizando internamente os componentes dos processos. Devido, ao maior número de subdivisões deste método, seu nível de detalhamento é superior ao modelo anterior. Porém, o elevado número de módulos, para o caso de grandes bacias, dificulta o melhor entendimento por parte do usuário, da integração dos processos e ajuste dos parâmetros.

Segundo MOORE et al. (1993), a topografia é o principal fator determinante nos processos de transporte de materiais; assim, os modelos que tratam da distribuição das águas na bacia hidrográfica, requerem dados baseados nas características físicas desta bacia, tais como, limites da bacia e sub-bacias, inclinação, comprimento, largura, forma de declive, orientação das vertentes, características dos planos e dos canais de drenagem. Esses atributos podem ser computados, através de um MNT (modelo numérico de terreno), usando-se uma variedade de técnicas. A estrutura usada para um MNT, depende do objetivo, do uso, dos dados, e de como estes podem se relacionar com a estrutura do modelo (MOORE et al., 1991).

DESAI (1979), apresentou uma solução para o escoamento superficial unidimensional da onda cinemática, através de elementos finitos, considerando que a bacia é composta por duas partes, uma de escoamento superficial e outra de canais. A parcela geradora do escoamento superficial, é dividida em zonas, e estas em planos, de acordo com as características físicas da bacia. A precipitação efetiva de cada plano é transformada em escoamento superficial, e este alimenta os elementos de canal. As vazões são propagadas dentro dos canais, até a seção de interesse.

A figura 3.3, mostra as três principais formas de estrutura de um MNT.

- a) Grades regulares;
- b) Grades triangulares (TIN, *triangulated irregular network*);
- c) Curvas de nível.

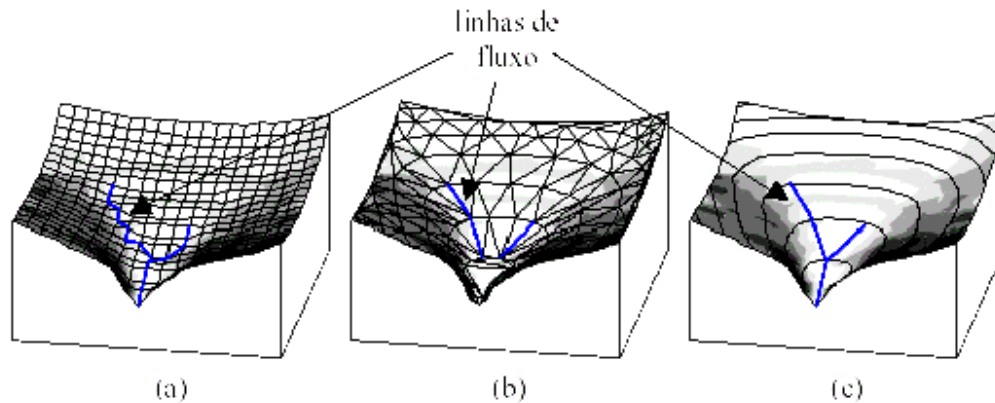


FIGURA 3.3 - Representação do MNT para uma bacia hidrográfica.

Fonte: RENNÓ et. al. (2004).

Para montagem e definição dos planos para cálculo do escoamento superficial, leva-se em conta as características geométricas (comprimento e largura média) e físicas (declividade e rugosidade), conforme figura 3.4. Critérios de convergência e estabilidade do método necessitam de especial atenção, em casos mais complexos, na consideração de efeitos multidimensionais e de propriedades físicas do domínio de fluxo.

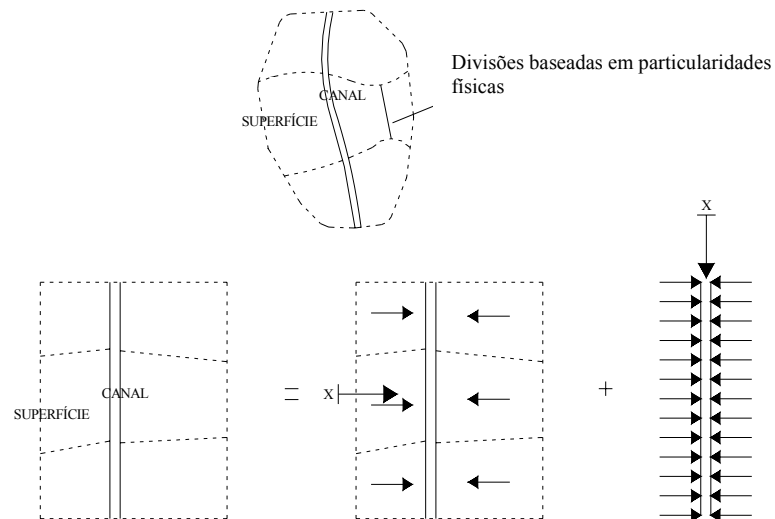


FIGURA 3.4 – Discretização de bacias em zonas e planos.

Fonte: DESAI (1979).

Um modelo espacialmente distribuído, consistindo de células interligadas de formato semelhante à rede de drenagem da bacia hidrográfica, foi apresentado por DISKIN et al. (1978). Cada célula tem como entrada a precipitação sobre a área a qual ela representa, adicionada às vazões provenientes de outras células à montante. Testado com dados de precipitação efetiva e escoamento superficial direto em uma bacia de tamanho médio, o modelo apresentou, segundo os autores, resultados satisfatórios. A representação é feita conforme esquema, exemplificado na figura 3.5.

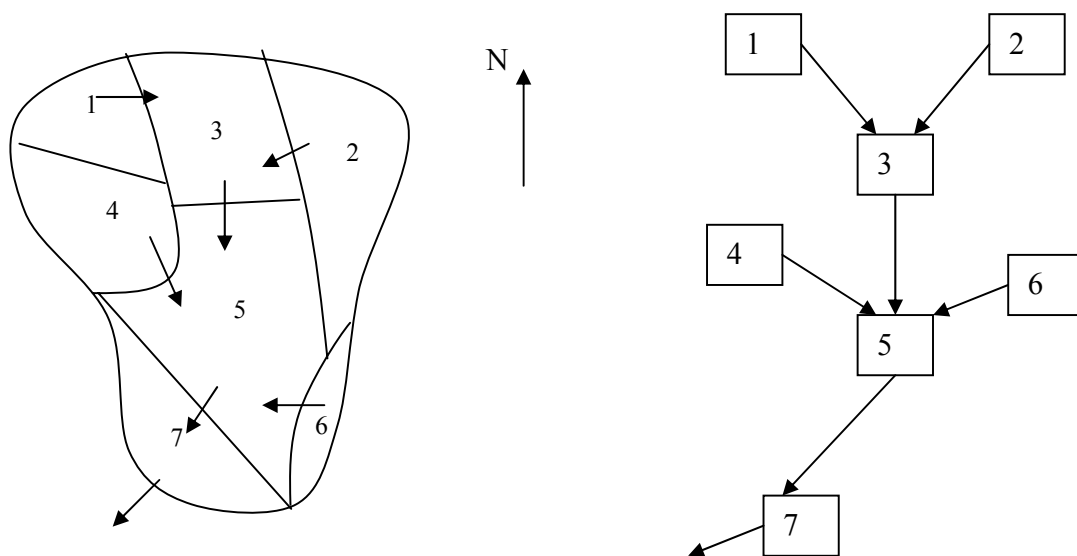


FIGURA 3.5 – Representação da bacia por meio de células.
Fonte: DISKIN et. al. (1978).

BLANDFORD et. al. (1990), apresentaram um modelo conceitual determinístico, simulando o escoamento superficial sobre áreas impermeáveis. Esse modelo é baseado numa aproximação unidimensional da onda cinemática, em superfícies com largura variável. Utiliza uma equação generalizada de resistência do fluxo, incluindo formas laminar, turbulenta ou de transição de fluxo, ou como alternativa, uma aproximação de resistência para escoamento uniforme. Formulações de elementos finitos, são apresentadas para a discretização espacial das equações não lineares do escoamento cinemático. A discretização temporal permite a escolha de um parâmetro de ponderação, que torna o método implícito ou explícito. Um sistema de equações não lineares resulta do método implícito, a serem resolvidas por substituições sucessivas. As simulações efetuadas em planos únicos e em planos em cascata, conforme podem ser vistos na

figura 3.6, ajustaram-se, favoravelmente, a dados experimentais observados e a resultados previamente publicados, conforme descrito por STEFFEN (1997).

So – Declividade dos planos.

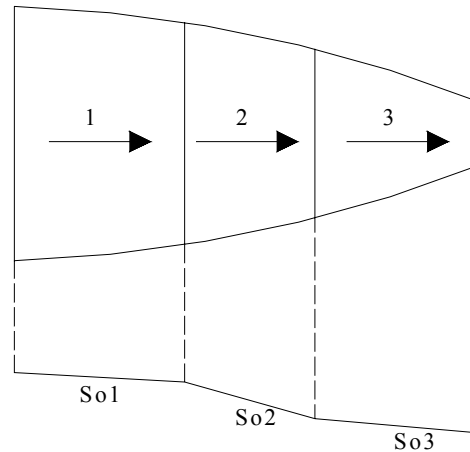


FIGURA 3.6 – Planos de fluxo em cascata.

Fonte: BLANDFORD et al. (1990).

Visando uma melhor representação geométrica de uma bacia natural, sempre buscando respostas hidrológicas semelhantes, foram propostas quatro formas alternativas para representar as configurações geométricas, que têm sido incorporadas em modelos cinemáticos de escoamento de bacias, conforme descritas por SINGH (1975).

- Converging to the section of a cone.

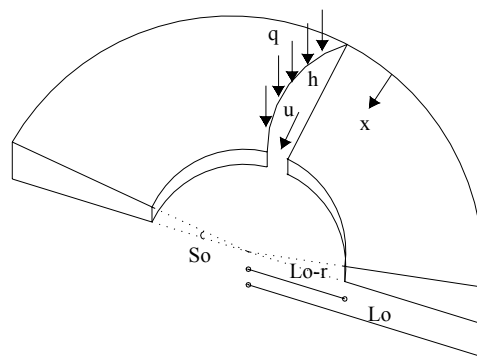


FIGURA 3.7 – Geometria da seção convergente.

Fonte: SINGH (1975).

- Dois planos retangulares e um canal, em forma de V.

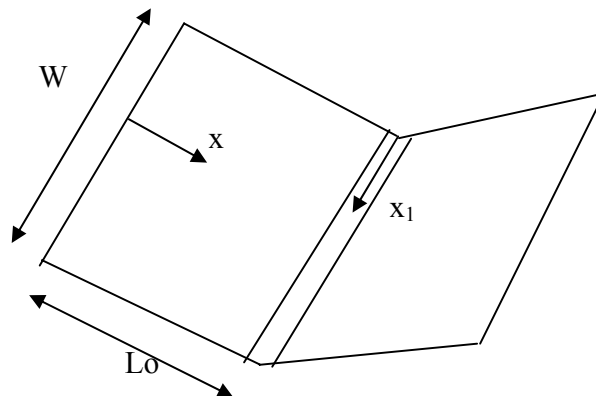


FIGURA 3.8 – Geometria do modelo de escoamento de Wooding's.

Fonte: SINGH (1975).

- Seção composta, combinação de (1) e (2).

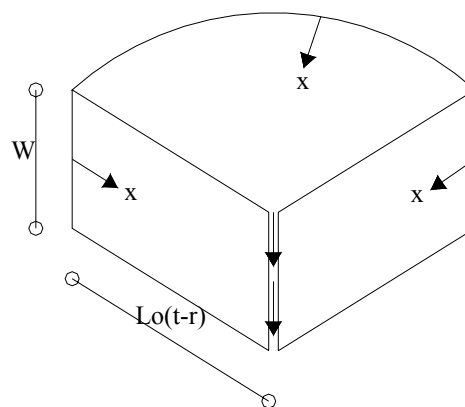


FIGURA 3.9 – Geometria da seção composta

Fonte: SINGH (1975).

- Cascata de planos contribuindo para o canal.

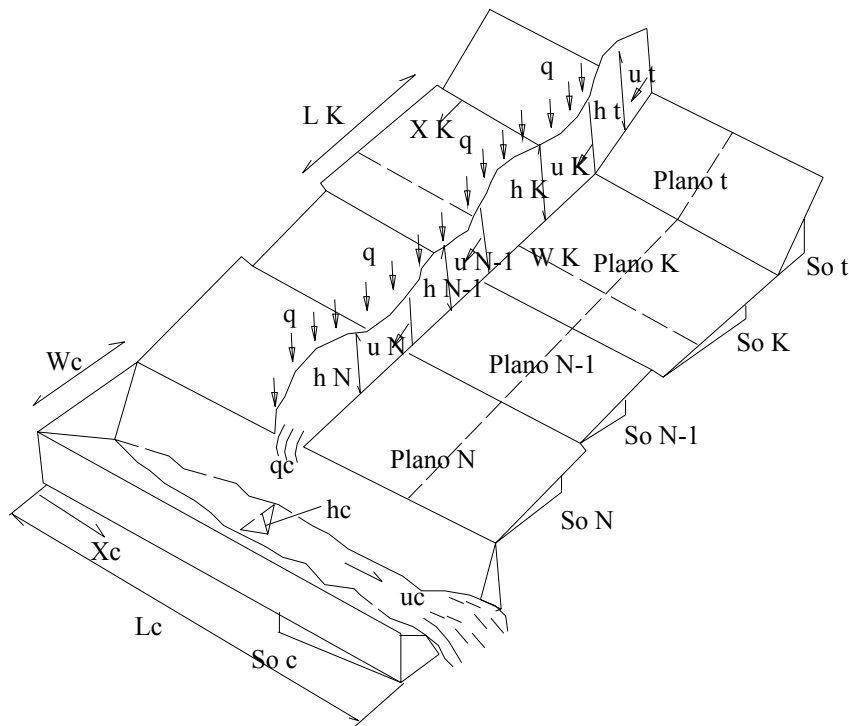


FIGURA 3.10 – Cascata de N planos, que descarregam no canal.

Fonte: SINGH (1975).

3.4. Modelos

3.4.1. Modelos Concentrados

Estes modelos proporcionam resultados mais rápidos, sobre o processo de transformação da precipitação em vazão, devido ao modesto número de parâmetros, para as fases de ajuste e operação. Porém, esses modelos não consideram a variabilidade espacial dos parâmetros, que caracterizam os processos físicos na bacia hidrográfica, adotando parâmetros únicos para toda a bacia.

Uma avaliação do efeito da variação da discretização espacial da bacia hidrográfica do Rio Corumbá, utilizando um modelo concentrado, foi apresentado por EID et al. (2003), onde discretizou-se a referida bacia em três configurações espaciais de 23 sub-bacias, 8 sub-bacias e uma única bacia hidrográfica. O modelo utilizado avaliação, foi o modelo concentrado de precipitação-vazão HEC-HMS versão 2.0. Sua calibração, foi feita utilizando dados obtidos em estações fluviométricas localizadas dentro da área de estudo, para dois eventos máximos de

precipitação e, posteriormente, executada a verificação para um terceiro evento extremo. Na aplicação deste modelo foi observado, conforme tabela 3.1, que ao se elevar a discretização espacial, o mesmo produziu vazões de pico um pouco maiores, e tempos ao pico levemente menores; porém, a variação da discretização espacial não produziu grandes modificações nos resultados do modelo.

TABELA 3.1 - Resumo dos principais resultados da etapa de aplicação das discretizações.

Evento	Discretização	Qp (m ³ /s)	Data/Hora da Qp	Volume Total (10 ³ m ³)
01	23 Sub-bacias	1.453,3	19/01/79 – 20:00	1.135.906
	08 Sub-bacias	1.421,4	20/01/79 – 00:00	1.195.370
	Bacia Única	1.417,0	20/01/79 – 04:00	1.175.290
02	23 Sub-bacias	2.135,9	11/02/83 – 20:00	922.115
	08 Sub-bacias	2.126,0	11/02/83 – 20:00	957.081
	Bacia Única	2.122,6	11/02/83 – 24:00	965.042
03	23 Sub-bacias	862,9	20/12/89 – 22:00	737.857
	08 Sub-bacias	857,0	21/12/89 – 02:00	769.639
	Bacia Única	841,5	21/12/89 – 06:00	700.769

Qp – Vazão de pico

Fonte: EID et al. (2003).

3.4.2. Modelos distribuídos

Recentes estudos têm mostrado, que somente as determinações das descargas em seções de interesse da bacia, não são suficientes para uma modelagem hidrológica, tornando necessários estudos complementares, objetivando estimar as características do escoamento superficial e subsuperficial, distribuídas no tempo e no espaço. Devido, à grande preocupação relativa à quantidade de sedimentos à qualidade dos recursos hídricos, as características de fluxo, poderão simular com razoável precisão, esses processos de transporte. Assim, a topografia é uma variável importante nesse processo de transporte, daí a necessidade de métodos que representem o terreno de forma digital e sejam usados nos modelos hidrológicos.

Os modelos distribuídos baseados fisicamente, não requerem uma grande quantidade de dados hidrometeorológicos para sua calibração, porém, necessitam de um grande número de parâmetros para a descrição espacial das características físicas das bacias. Devido, ao custo

empregado na obtenção de dados de campo, essa variável pode impossibilitar a obtenção dos mesmos. Diante dessa situação, o modelo deverá admitir algumas medidas indiretas em substituição àquelas que deveriam ser obtidas diretamente em campo. Alguns dados referentes a parâmetros representativos, que podem influenciar nos resultados na bacia, deverão ser obtidos a campo. Técnicas de sensoriamento remoto, tem sido aplicadas, com objetivo de fornecer dados distribuídos espacialmente nas bacias.

Para BINLEY et al. (1991), uma boa maneira de quantificar uma bacia desprovida de dados fluviométricos e/ou, que tenham suas características físicas alteradas, em decorrência da ocupação antrópica, é com a utilização dos modelos distribuídos de bases físicas, somada a levantamentos de campo. Muitos dos atuais modelos utilizam os métodos numéricos para solução de equações diferenciais parciais, que descrevem o escoamento, como diferenças finitas e elementos finitos. Para a convergência e estabilidade de tais métodos, uma grande quantidade de pontos deve ser investigada e avaliada, quanto a suas características físicas, o que pode converter-se em custos muito elevados, em função do excessivo número de observações experimentais. Em função do número de parâmetros envolvidos e diferentes possibilidades de combinação dos mesmos, em diferentes pontos de estudo, o processo de calibração não se torna uma tarefa simples, mesmo com a utilização de sistemas computacionais, podendo produzir resultados insatisfatórios nas diferentes estruturas do modelo. Assim, os modelos distribuídos passam a serem formulados de maneira idêntica aos modelos concentrados, utilizando procedimentos de calibração com eventos observados, conforme descrito por STEFFEN (1997).

Segundo BEVEN et al. (1995), o modelo TOPMODEL, é um modelo hidrológico distribuído, que teve uma importante contribuição na proposição e incorporação no processo de modelagem hidrológica, do conceito de áreas dinâmicas de contribuição. No modelo TOPMODEL, a bacia é representada através de uma função de distribuição de um índice topográfico. O comportamento de cada área depende, essencialmente, desse índice, sendo que, as áreas que apresentem o mesmo índice topográfico, possuem uma similaridade hidrológica e são agregadas em sub-bacias homogêneas. Uma descrição detalhada do modelo TOPMODEL, com suas hipóteses, aplicações e limitações, podem ser encontradas em MOORE et al. (1993), BEVEN (1997), SCHULER (1998).

O TANK MODEL, descrito por CURI et al. (2000), é um modelo matemático de simples concepção, utilizado para simular o fenômeno hidrológico chuva-vazão. Seu princípio de funcionamento é baseado no princípio da conservação de massa. Os principais dados utilizados para o processo de calibração ou simulação deste modelo, são os de precipitação média na região da bacia hidrográfica (mm), a evaporação média na área da bacia (mm), a vazão no exutório (m^3/s) e a área da bacia (km^2). As equações diferenciais ordinárias que regem o comportamento do modelo, podem ser numericamente resolvidas, via um processo de discretização explícita ou implícita, de forma sequencial ou com resolução simultânea do sistema de equações. O uso de outras formas de discretização pode levar a um melhor coeficiente de correlação, que relacione os valores observados e simulados. A calibração do modelo consiste na determinação dos parâmetros e coeficientes do modelo, através de processos de otimização.

Conforme LOPES et al. (1981), o modelo SMAP, é um modelo matemático conceitual determinístico, que opera com dados de chuvas diárias, mensais e médias mensais de evaporação potencial. Alguns parâmetros iniciais do modelo podem ser estimados a partir de condições físicas da bacia hidrográfica e cobertura vegetal, através da equação do escoamento superficial do *Soil Conservation Service – SCS* (1975), do Departamento de Agricultura Norte Americano.

ALBUQUERQUE et al. (2002), propuseram uma aplicação dos modelos de chuva e vazão TANK MODEL E SMAP, a duas bacias hidrográficas do nordeste brasileiro denominadas Salobro e Mamuaba, respectivamente. Os modelos propostos no trabalho, foram validados a partir da geração de gráficos de vazão observada versus vazão calculada para as referidas bacias. Concluiu-se, que um mesmo modelo chuva-vazão aplicado a bacias hidrográficas de climatologia e regimes hídricos diferentes, apresentam mudanças consideráveis no seu desempenho. O uso de discretizações implícitas, é melhor para calibração e validação dos dados mensais, porém, as discretizações explícitas, se aplicam melhor a dados diários. O intervalo de tempo usado foi outro fator de grande efeito no desempenho dos modelos, apresentando melhores resultados para intervalos de tempos menores.

KINEROS 2, versão modificada do KINEROS, segundo WOOLHISER et al. (1990), é um modelo hidrossedimentológico, físico, distribuído, orientado a evento, simula os processos de interceptação, infiltração, escoamento superficial e erosão do solo. A bacia hidrográfica é representada no modelo como uma cascata de planos e canais. O modelo de infiltração, considera uma redistribuição de água no solo, incluindo a recuperação da capacidade de infiltração durante

os intervalos entre as chuvas, determinando as taxas de infiltração durante e após esse intervalo da chuva.

O fluxo nos planos é visto como um processo unidimensional onde pode-se aplicar a seguinte equação:

$$Q = a.h^m \quad (3.1)$$

onde: Q – Descarga por unidade de largura (m²/s);

h – Volume de água armazenado por unidade de área (m);

a – Parâmetro em que: $a = S^{1/2} / n$;

m – Parâmetro em que $m = 5/3$ (Manning);

n – Coeficiente de rugosidade de Manning (m/s^{1/3});

S – Declividade(m/m).

Ao associar a equação acima à equação da continuidade:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(x, t) \quad (3.2)$$

onde: t – Tempo (s);

x – Distância ao longo do sentido da declividade(m);

q(x,t) – Excesso de precipitação.

Tem-se a equação que modela o fluxo nos planos:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + a.m.h^{m-1} \frac{\partial h}{\partial x} = q(x, t) \quad (3.3)$$

O fluxo nos canais é regido pela equação da continuidade, para um canal com entrada lateral de fluxo, assim descrita:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_c(x, t) \quad (3.4)$$

onde: A – Área da seção transversal (m²);

Q – Vazão do canal (m³/s);

q_c(x,t) – Fluxo lateral por unidade de comprimento de canal (m²/s).

A relação entre a vazão no canal e a área de sua seção transversal é dada por:

$$Q = a.R^{m-1}.A \quad (3.5)$$

onde: R – Raio hidráulico (m);

As equações da onda cinemática são resolvidas no modelo, usando um esquema implícito de diferenças finitas, definido em quatro pontos, em relação à distância e ao tempo. As equações cinemáticas de fluxo para os canais são resolvidas de forma idêntica àquela para o fluxo dos planos, em que a incógnita é a área A , e não a profundidade de fluxo h , e que as mudanças geométricas, devido à variação da profundidade, devem ser consideradas.

3.5. Métodos numéricos

As equações diferenciais constituem um meio de formulação do comportamento de sistemas reais. Estas equações são classificadas de acordo com os seguintes critérios:

Equação diferencial ordinária: possui somente uma variável independente;

Equação diferencial parcial: possui pelo menos duas variáveis independentes;

Estas equações também são classificadas de acordo com a ordem em primeira, segunda, terceira, etc. Podem ainda ser lineares, quando os coeficientes das derivadas não dependem das variáveis dependentes, e não-lineares em caso contrário.

A resolução das equações diferenciais aplicadas aos recursos hídricos, por serem representativas de um sistema heterogêneo e muito variante no espaço, dificilmente possuem soluções analíticas. Assim sendo, utilizam-se de métodos numéricos para solução das mesmas. Entre os métodos numéricos mais utilizados para resolução de problemas na área de recursos hídricos, podemos citar diferenças finitas, elementos finitos e elementos de contorno.

3.5.1. Método das diferenças finitas

Diferenças finitas é um método numérico de resolução das equações diferenciais, que normalmente, envolvem duas variáveis independentes, tempo (t) e espaço (x); que visa substituir as derivadas por diferenças. Isso pode ser feito, expandindo a variável dependente em série de Taylor, como por exemplo, na equação:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \alpha \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.6)$$

Considerando o tempo t , temos:

$$\theta_{i+1} = \theta_i + \Delta x \frac{\partial \theta}{\partial x} \Big|_i + \frac{1}{2!} \Delta x^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \Big|_i + \frac{1}{3!} \Delta x^3 \frac{\partial^3 \theta}{\partial x^3} \Big|_i + \dots + \varepsilon(\Delta x^4) \quad (3.7)$$

analogamente para o tempo anterior:

$$\theta_{i-1} = \theta_i - \Delta x \frac{\partial \theta}{\partial x} \Big|_i + \frac{1}{2!} \Delta x^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \Big|_i - \frac{1}{3!} \Delta x^3 \frac{\partial^3 \theta}{\partial x^3} \Big|_i + \dots + \varepsilon(\Delta x^4) \quad (3.8)$$

Considerando a equação 3.7, com os dois termos, temos o esquema denominado progressivo, com uma aproximação de primeira ordem.

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = \frac{\theta_{i+1} - \theta_i}{\Delta x} + \varepsilon(\Delta x) \quad (3.9)$$

Considerando a equação 3.8, com os dois termos, temos o esquema denominado regressivo, com uma aproximação, também de primeira ordem.

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = \frac{\theta_i - \theta_{i-1}}{\Delta x} + \varepsilon(\Delta x) \quad (3.10)$$

Subtraindo a equação 3.7 da equação 3.8, temos o esquema denominado central, com uma aproximação de segunda ordem.

$$\theta_{i+1} - \theta_{i-1} = 2\Delta x \frac{\partial \theta}{\partial x} \Big|_i + \varepsilon(\Delta x^3) \quad (3.11)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = \frac{\theta_{i+1} - \theta_{i-1}}{2\Delta x} + \varepsilon(\Delta x^2). \quad (3.12)$$

Somando a equação 3.7 com a equação 3.8, com dois termos temos:

$$\theta_{i+1} + \theta_{i-1} = 2\theta_i + \Delta x^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \varepsilon(\Delta x^4) \quad (3.13)$$

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \frac{\theta_{i+1} - 2\theta_i + \theta_{i-1}}{\Delta x^2} + \varepsilon(\Delta x^2) \quad (3.14)$$

Substituindo a equação 3.14 na equação 3.6, resulta:

$$\frac{\theta_{i+1} - 2\theta_i + \theta_{i-1}}{\Delta x^2} = \alpha \frac{\theta_i^{t+1} - \theta_i^t}{\Delta t} \quad (3.15)$$

Nos sistemas numéricos explícitos, utilizam as variáveis no tempo t , para resolver a incógnita no tempo $t+1$, enquanto no sistema implícito, utilizam as variáveis no tempo t e no tempo $t+1$, para encontrar as variáveis no tempo $t+1$, conforme figura 3.11.

Assim podemos concluir que no esquema explícito a derivada é avaliada no tempo t , e o termo seguinte θ_i^{t+1} é calculado em função dos dados conhecidos no tempo t , configurando a seguinte equação:

$$\frac{\theta_{i-1}^t - 2\theta_i^t + \theta_{i+1}^t}{\Delta x^2} = \alpha \frac{\theta_i^{t+1} - \theta_i^t}{\Delta t} \quad (3.16)$$

As equações diferenciais parciais necessitam da definição das condições iniciais e de contorno. A discretização no tempo, depende de como as derivadas são discretizadas no plano espaço-tempo (x - t).

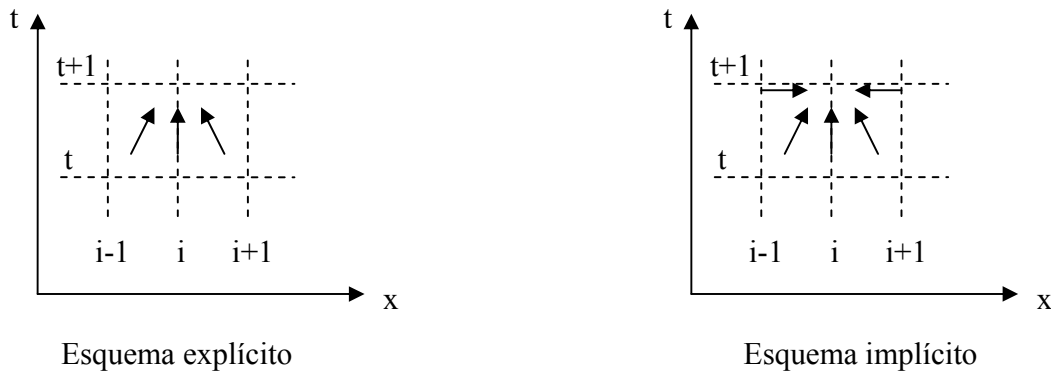


FIGURA 3.11 – Esquemas numéricos no tempo.

Fonte: TUCCI (1998).

Segundo TUCCI (1998), somente a escolha de um sistema numérico não é suficiente para obter a solução correta, é necessário conhecer algumas condições dos esquemas que permitem uma solução compatível para a equação diferencial. A solução numérica sempre envolve algum erro com relação à solução analítica verdadeira. Para minimizar esses erros, é necessário a verificação da consistência, convergência, estabilidade e precisão numérica do esquema utilizado. O sistema é consistente, na proporção em que a solução numérica se aproxima da solução analítica. A consistência do esquema é observada quando toda a equação numérica

converge para a equação diferencial. A estabilidade numérica de um esquema é necessária para que se obtenha uma solução aceitável do problema proposto. A instabilidade pode ocorrer por erros de truncamento na expansão da série de Taylor, arredondamento e discretização. Na solução numérica, ao longo do tempo e do espaço, esses erros podem se acumular, levando o resultado final da equação diferencial a valores absurdos. A análise da precisão numérica de um esquema deve resultar em critérios para a escolha correta dos intervalos de tempo Δt e de espaço Δx , de tal forma que a solução numérica tende a se aproximar da solução analítica.

3.6. O escoamento

O escoamento em superfícies livres é caracterizado pelo contato de uma superfície líquida com a atmosfera, submetida, portanto, a pressão atmosférica. Essa superfície corresponde ao contato de dois fluidos com características físicas distintas, ar e água. Outro aspecto importante para esse tipo de superfície é quanto à forma e rugosidade dos condutos, que podem variar no tempo e no espaço (MENDES et al., 2001).

Uma das formas de ocorrer o escoamento superficial é quando a intensidade da chuva for maior que a capacidade de infiltração do solo. Sendo a capacidade de infiltração função da umidade do solo, que por sua vez, é variável no tempo, de acordo com as entradas e saídas de água no solo, a curva de capacidade de infiltração real pode apresentar um desenho bem sinuoso.

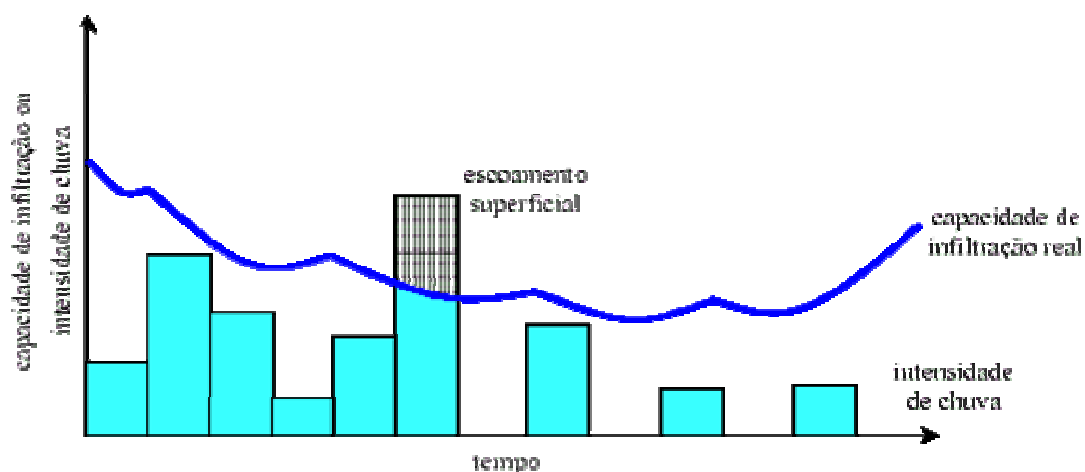


FIGURA 3.12: Variação da capacidade de infiltração real de um solo e distribuição de chuva. Fonte: Baseado em HEWLETT (1982).

O hidrograma é o nome dado ao gráfico que relaciona a vazão no tempo. A distribuição da vazão no tempo é resultado da união de todos os componentes do ciclo hidrológico, ocorrido entre a precipitação e a vazão na bacia hidrográfica. O hidrograma se caracteriza por possuir uma ascensão até um patamar, ou ponto de máximo em função da distribuição da precipitação, apresentando em seguida a recessão, onde se observa, normalmente, um ponto de inflexão que caracteriza o fim do escoamento superficial e a predominância do escoamento subterrâneo, conforme demonstrado na figura 3.13.

Para TUCCI (1998), a forma do hidrograma depende de um grande número de fatores, onde os mais importantes são: relevo; cobertura da bacia; modificações artificiais no rio; distribuição, duração e intensidade da precipitação, e solo.

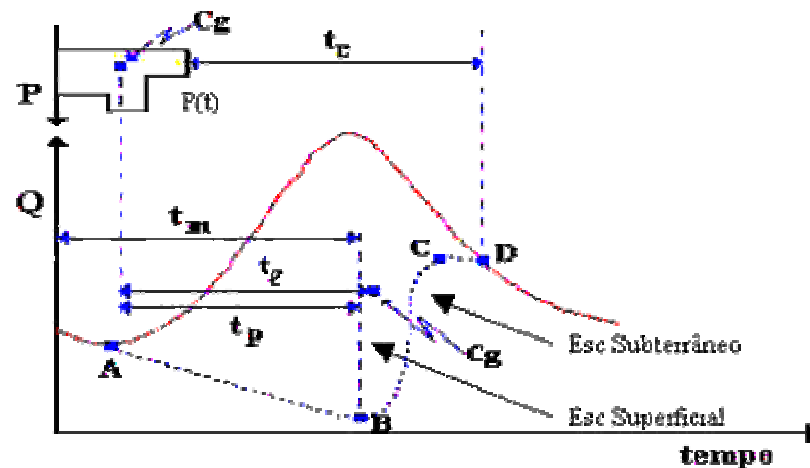


FIGURA 3.13 – Hidrograma tipo.

Fonte: TUCCI (1998).

O tempo de concentração (t_c), é o tempo necessário para que a água precipitada no ponto mais distante da bacia, se desloque até a exutória. Também, é definido como sendo o tempo entre o fim da precipitação e o ponto D, de inflexão do hidrograma.

Segundo WILKEN (1978), o tempo de concentração é um valor que caracteriza o escoamento e representa o tempo de deslocamento da água na bacia. O tempo de concentração pode ser calculado pela formula de KIRPICH modificada, publicada no “*California Culverts Practice-(1956)*”, expressa por:

$$t_c = 85,2 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.17)$$

onde: t_c – Tempo de concentração (min);
 L – comprimento do talvegue (Km);
 H – Desnível do talvegue (m).

Geralmente, o escoamento é definido como escoamento superficial, que representa o fluxo sobre a superfície do solo e pelos canais; subsuperficial, que representa o fluxo junto as raízes das coberturas vegetais e; subterrâneo, que é o fluxo que contribui na alimentação dos aquíferos. O escoamento superficial é aquele gerado pela precipitação efetiva, isto é, a precipitação livre dos volumes infiltrados, evaporados e retidos nas depressões.

Existem várias maneiras gráficas de separação dos escoamentos superficiais e subterrâneos, baseados nos hidrogramas, e de determinação da precipitação efetiva, que podem ser encontrados em TUCCI (2001).

Destacam-se dois métodos de determinação da precipitação efetiva, o método apresentado pelo Soil Conservation Service – SCS (1957) descrito por TUCCI (2001); e o método que retrata o escoamento superficial em rios e canais, utilizando as equações conservação de massa e de quantidade de movimento, também chamadas de equações de *Saint Venant*.

3.6.1. Método do Soil Conservation Service – SCS

Esse método apresenta a seguinte equação:

$$\frac{d}{S^*} = \frac{Q}{P}, \text{ que tem o seguinte significado: } \frac{\text{vol.infilt}}{\text{cap.maxima}} = \frac{\text{prec.efetiva}}{\text{prec.total}}$$

Sendo $d=P-Q$ e que, segundo a definição dos autores, em média, as perdas iniciais representam 20% da capacidade máxima $S = S^* - I_a$, podemos definir a precipitação efetiva como sendo:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.18)$$

Porém, essa equação só é valida para $P > 0,2S$. Quando $P < 0,2S$, a precipitação efetiva é nula. Para determinar a capacidade máxima da camada superior do solo (S), os autores relacionam esse parâmetro com um fator CN (curva número) pela seguinte expressão:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.19)$$

O valor de CN varia de acordo com o tipo, condições de cobertura e condições de umidade antecedente do solo, em uma escala de 0 a 100. Essas tabelas contendo os valores de CN, para cada condição acima descrita, podem ser encontradas em TUCCI (2001).

Segundo LANÇA et al.(2000), o método do Soil Conservation Service – SCS, apresentou grande praticidade de cálculo da precipitação efetiva utilizando valores de CN, indicados na bibliografia. Nesse artigo, o autor utilizou o método numérico das diferenças finitas para resolução das equações de *Saint Venant*. Na figura 3.14, são apresentados os hidrogramas comparativos, onde observa-se uma diferença entre os hidrogramas calculados e observados que, segundo o autor, pode ter ocorrido, devido ao fato que os postos pluviométricos de Faro e Vila Real de Santo António, estão consideravelmente distantes da bacia em estudo, e como é sabido, precipitações mais intensas, geralmente, são de curta duração e espacialmente irregulares. O autor salientou ainda, que no segundo e terceiro dia, onde as chuvas são menos intensas, os hidrogramas calculados e observados possuem um maior nível de aproximação. De acordo com o modelo adotado “QUASE 2D”, a aplicação da onda cinemática não é aplicável em situações de declive negativo e quando ocorrem casos de depressão no terreno. Nesses casos, assume-se que a superfície livre do escoamento é horizontal e aplica-se somente a equação da conservação de massa.

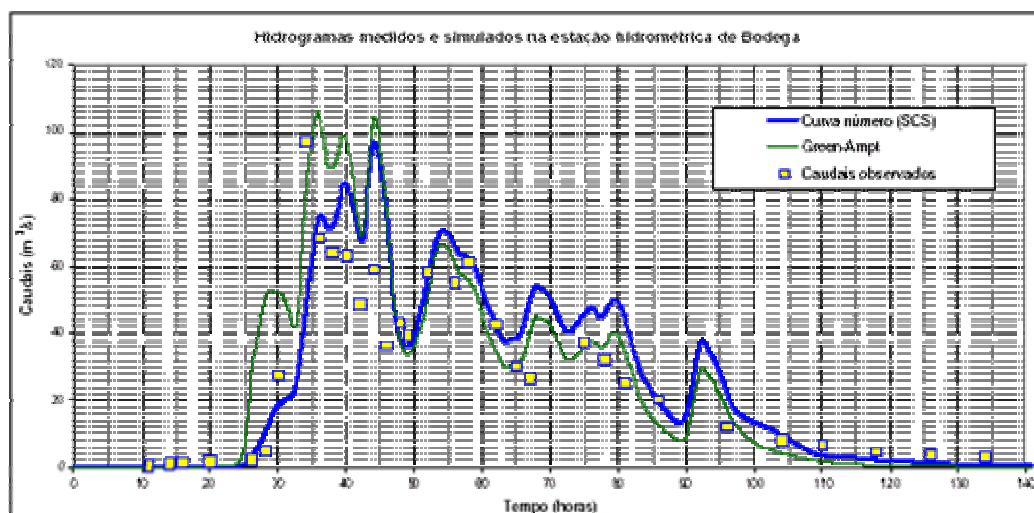


FIGURA 3.14 – Hidrogramas calculados e observados na estação hidrométrica de Bodega. Fonte: LANÇA et al. (2000).

Conforme MELLO et al.(2003), o método do Soil Conservation Service – SCS é comumente utilizado em bacias hidrográficas no Brasil, porém sua precisão pode ser questionável, principalmente, para bacia com escoamento transitório, com respostas hidrológicas de comportamento variável. Em função da escassez de dados confiáveis, metodologias tem sido desenvolvidas baseando-se nas características fisiográficas das bacias, e em metodologias próprias dos Estados Unidos e Europa, resultando em respostas com valores não confiáveis.

Esse questionamento, quanto à aplicação dos modelos, pode ser verificado até mesmo em bacias americanas, conforme LEWIS et al. (2000), para o método da SCS em microbacia hidrográfica da Califórnia. A pesquisa desenvolvida por MELLO et al. (2003), selecionou 25 eventos de chuva-escoamento, que foram monitorados no período de novembro/02 a fevereiro/03, em bacia de escoamento efêmero, localizada próximo a AHF – Aproveitamento Hidrelétrico do Funil, a cerca de 11 km da cidade de Lavras, no sul do Estado de Minas Gerais, com área de 1,5 ha. As demais características da bacia podem ser encontradas no referido artigo. A razão entre a abstração inicial (A_i), e o armazenamento potencial (S), apresentou valor médio de 0,0155, ou seja, uma abstração média de 1,55% do valor de S ; valor esse, muito inferior aos 20% recomendado pelo método da SCS. Os valores máximos e mínimos se colocam entre 0 e 0,081, e o coeficiente de variação foi de 142,13%, conforme demonstrado na figura 3.15. Porém, esse artigo foi desenvolvido somente em uma microbacia.

Como praticamente não há dados de abstração inicial em bacias hidrográficas, não foi possível comparar a influência das características fisiográficas, no comportamento da abstração inicial. Assim, dependendo do caso a ser estudado, objetivo do estudo, dados disponíveis e conhecimento do modelo, conclui-se que a abstração inicial não deve ser calculada somente com base no valor do armazenamento potencial (S), mas sim, considerando a influência de outros parâmetros hidrológicos.

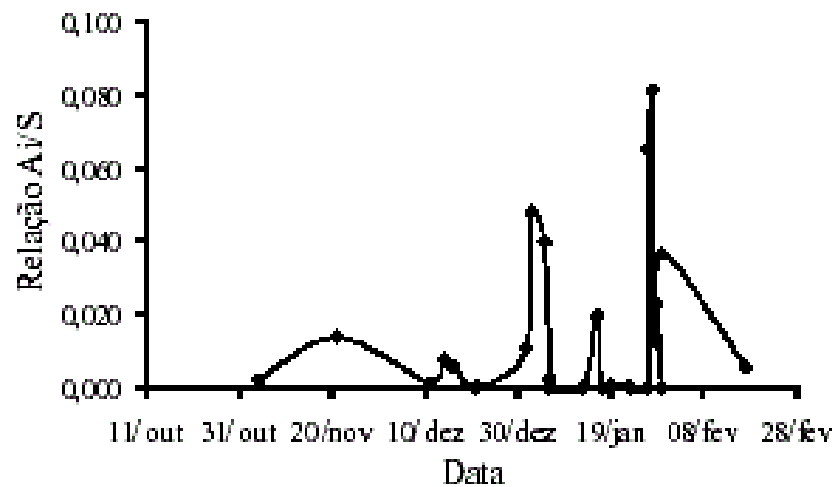


FIGURA 3.15 – Comportamento da relação A_i/S ao longo do tempo.

Fonte: MELLO et al. (2003).

3.6.2. Equações de Saint-Venant

As equações de *Saint-Venant*, são equações matemáticas, que descrevem o comportamento do movimento da água em rios e canais, e são representadas basicamente por duas equações diferenciais que controlam a conservação de massa "equação da continuidade" e a quantidade de movimento "equação da quantidade de movimento", do escoamento. Para os casos com escoamento unidimensional temos:

- Equação da continuidade:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_1 \quad (3.20)$$

onde: Q – Vazão (m^3/s)

A – Área da seção molhada (m^2)

x – Distância longitudinal (m)

t – Tempo (s)

q_1 – Entrada ou saída de vazão, por unidade de largura de contribuição lateral ($m^3/s/m$)

- Equação da quantidade de movimento:

O primeiro termo da equação da quantidade de movimento representa as forças de inércia do escoamento; o segundo termo representa os valores de pressão; o terceiro termo representa a gravidade (S_0) e fricção (S_f).

$$\underbrace{\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t}}_{1^\circ \text{ termo}} + \underbrace{\frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)}_{2^\circ \text{ termo}} + \underbrace{\frac{\partial y}{\partial x}}_{3^\circ \text{ termo}} = (S_0 - S_f) \quad (3.21)$$

onde: g – aceleração da gravidade (m/s)
 y – Profundidade do escoamento (m)
 S_0 – Declividade do fundo (m/m)
 S_f – Declividade da linha de fricção (m/m)

Essas duas equações dificilmente possuem soluções analíticas, assim sendo, utilizam-se métodos numéricos para sua solução. As principais simplificações adotadas na dedução das equações de *Saint-Venant* são:

- Fluido incompressível e homogêneo;
- Pressão hidrostática na vertical. O erro dessa aproximação é pequeno para escoamento gradualmente variado (relação y/L é pequena, onde y é a profundidade do escoamento e L é o comprimento da onda);
- Aproximação na declividade de fundo. Considera-se, nesse caso, que $\sin(\theta) = \tan(\theta)$, onde θ é o ângulo entre a horizontal e a inclinação do fundo. Segundo LIGGETT (1975) essa condição é aceita para pequenas declividades de fundo, isto é, declividade aproximadamente, igual a 0,29 m/m, caso em que o erro é de aproximadamente, 2%;
- Escoamento unidimensional. Admite-se, como mais importante o escoamento na direção longitudinal, com velocidades verticais e transversais pequenas, quando comparadas com as velocidades longitudinais. Como consequência dessa simplificação, a velocidade é considerada uniformemente distribuída na seção transversal;

- Variação gradual da forma das seções transversais. Variação gradual das seções, desprezando os efeitos singulares da contração e expansão da seção;
- Fricção. A declividade da linha de fricção é obtida pelo uso das equações de movimento uniforme como Chezy e Manning, estabelecidas para escoamento uniforme e permanente.

Assim, desprezando os termos inerciais (aceleração), obtém-se a equação da difusão:

$$S_f = S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3.22)$$

Desprezando o gradiente de profundidades, obtém-se a equação da onda cinemática:

$$S_f = S_0 \quad (3.23)$$

A teoria da onda cinemática, desde a sua formulação por LIGHTHILL e WHITHAM (1955), sua aplicação para modelagem por HENDERSON e WOODING (1964) e WOODING (1965a , 1965b, 1966), e para resolução de problemas de significância hidrográfica por WOOLHISER e LIGGETT (1967), tem sido crescentemente, utilizada nas investigações sobre modelagem de bacias hidrográficas, para escoamento sobre superfícies planas de largura constante, em superfícies convergentes, na combinação de ambas as situações e em cascata de planos, como apresentado por SINGH (1975).

TABELA 3.2 – Modelo de escoamento da onda cinemática

Modelo	Equações	Vantagens	Desvantagens	Dados necessários
Onda Cinemática	$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_1$ $S_f = S_0$	-Cálculo distribuído ao longo do trecho; -Simplicidade de formulação; -Proximidade da física do problema;	-Não pode ser usado quando se tem efeito de jusante (maré, represamento,..); -Não considera os termos de pressão e inércia; -Erros numéricos;	-Hidrograma de montante e jusante para eventos de ajuste e verificação; -Dados esquemáticos dos trechos sobre declividade e seções;

Fonte: BARTH et al. (1987).

Para casos em que o escoamento ocorre em planos retangulares impermeáveis e canais livres, a parcela da precipitação referente a infiltração pode ser desconsiderada. Considerando o

Expressando y_0 em função de q_0 na equação (3.26), diferenciando em função de t e substituindo na equação (3.25), temos:

$$\frac{\partial q_0}{\partial x} + \frac{1}{\alpha_0^m m q_0^{\frac{1}{m}}} \cdot \frac{\partial q_0}{\partial t} = \begin{matrix} i_e \longrightarrow \text{para} \longrightarrow t \leq t_d \\ -f_c \longrightarrow \text{para} \longrightarrow t > t_d \end{matrix} \quad (3.27)$$

Adimensionalizando as variáveis,

$$\begin{aligned} X &= x / L_0 \\ P &= q_0 / (i_e \cdot L_0) \\ T &= m \cdot t_e / t_c \\ T_D &= m \cdot t_d / t_c \\ F &= f_c / i_e \end{aligned}$$

Sendo t_c o tempo de concentração no plano temos:

$$t_c = \left(\frac{L_0}{\alpha_0 i_e^{m-1}} \right)^{1/m} \quad (3.28)$$

Substituindo q_0 , x , t , t_e e f_c na equação (3.27), derivando e manipulando algebricamente, obtemos a equação do plano para todos os tempos, assim descrita:

$$\frac{1}{P^{0,4}} \cdot \frac{\partial P}{\partial T} + \frac{\partial P}{\partial X} = \begin{matrix} 1 \longrightarrow \text{para} \longrightarrow T \leq T_D \\ -F \longrightarrow \text{para} \longrightarrow T > T_D \end{matrix} \quad (3.29)$$

3.6.2.2. Equações para escoamento nos canais

A equação da continuidade utilizada para o escoamento em canais, considerando que os planos laterais possuem largura, comprimento, rugosidade, declividade e intensidade iguais, pode ser escrita como:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial z} + b \frac{\partial Y_s}{\partial t} = 2q_0 L \quad (3.30)$$

Partindo da Equação de Manning onde:

$$Q_s = b \alpha_s Y_s^m \quad (3.31)$$

Expressando Y_s em função de Q_s , através da equação (3.31); derivando e manipulando algebricamente e substituindo na equação (3.30) resulta:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial z} + \frac{b^{1-1/m}}{m\alpha_s^{1/m} Q_s^{1-1/m}} \frac{\partial Q_s}{\partial t} = 2q_0 \quad (3.32)$$

Considerando as variáveis já adimensionalizadas no item 2.6.2.2. (X, F, T,...) e ainda:

$$Q = \frac{Q_s}{2L_0 L_s i_e}$$

$$Z = z / L_s$$

Substituindo Q_s , z , t , q_0 e m , na equação (3.32), e rearranjando temos:

$$\frac{G}{Q^{0,4}} \frac{\partial Q}{\partial T} + \frac{\partial Q}{\partial Z} = P \quad (3.33)$$

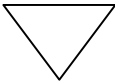
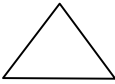
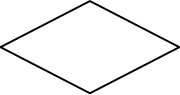
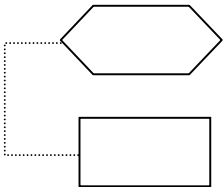
$$\text{onde } G = \left(\frac{2L_s}{b\alpha_s} \right)^{0,6} \frac{b\alpha_0^{0,6}}{2L_0}$$

3.7. Modelo computacional

Segundo BORATTO (1987), o BASIC – *Beginner's All-purpose Symbolic Instructional Code*), foi desenvolvido no *Dartmouth College – EUA*, com o intuito de servir aos estudantes de Engenharia e ciências na iniciação ao estudo de linguagem de programação científica. Entretanto, devido à sua simplicidade inerente e à sua capacidade de resolver problemas complexos e sofisticados, esta linguagem foi adotada mais tarde, praticamente por todos os fabricantes de microcomputadores.

Algoritmo ou diagrama de fluxo, é uma seqüência de operações elementares, descritos numa ordem lógica, racional, organizado e hierarquizado, cuja execução passo a passo destas operações, produz um resultado, que é a resposta de um problema proposto. Para a definição de um algoritmo ou diagrama de fluxo, adota-se alguns símbolos, conforme tabela 3.3.

TABELA 3.3: Símbolos para diagramas de fluxo.

SIMBOLO	DESCRIÇÃO
	Início do programa
	Fim do programa
	Saída ou entrada de dados ou mensagens
	Operação de cálculo
	Decisão (transferência condicional)
	Conexão entre partes do programa
	Início de iteração Fim de iteração

(Fonte: BORATTO, 1987).

Segundo KALAF (1986), uma linguagem de programação é um conjunto de regras, códigos, vocabulários e formas sintáticas. Estas regras e formas criam operações elementares poderosas chamadas de comandos ou instruções, e são orientadas para o tipo de problema a resolver. Um programa de computador é a codificação do algoritmo elaborado, numa linguagem de programação conveniente. As etapas do desenvolvimento de um programa podem ser divididas em dois grupos:

a) Etapa inicial:

- Definição do problema;
- Definição da solução;

- Elaboração do algoritmo;
- Codificação numa linguagem;
- Digitação;
- Execução.

b) Etapa posterior:

- Correção dos erros de sintaxe;
- Teste simples;
- Correção do algoritmo (erros de lógica);
- Tratamento estético e funcional das entradas e saídas;
- Processamento do caso real;
- Análise e interpretação dos resultados;
- Documentação do programa;
- Otimização da solução;
- Manutenção (atualização do programa).

A interface indireta do BASIC, com programas geradores de planilhas, gráficos e editores de texto permite uma melhor visualização, interpretação e entendimento dos resultados obtidos, através de qualquer um dos sistemas descritos.

4. METODOLOGIA

A metodologia proposta neste trabalho, adota o modelo de transformação dos planos de escoamento em planos retangulares, discretizados em forma de "V", assumindo uma largura constante para cada lado, buscando fornecer aos leitores e demais interessados, uma seqüência lógica dos procedimentos e etapas desenvolvidas, desde a obtenção dos dados, até os resultados finais.

4.1. Modelo da Onda Cinemática

O escoamento superficial pode ter diferentes características. O escoamento na superfície do solo se caracteriza como um escoamento de pequena profundidade e largura indefinida, enquanto o escoamento nos rios ou canais, possui larguras definidas e grandes profundidades (TUCCI, 1998). O sistema proposto neste trabalho é o escoamento em regime não permanente, o qual considera a variação no tempo e no espaço das variáveis que retratam o mesmo. Este tipo de escoamento é descrito matematicamente por equações diferenciais parciais não lineares, deduzidas com base nas leis físicas de conservação de massa (equação da continuidade) e quantidade de movimento (equação da quantidade de movimento).

As bacias serão divididas em sub-bacias, com o objetivo de avaliar o escoamento em cada trecho para os diferentes níveis de discretização espacial. As discretizações buscaram uma homogeneidade das sub-bacias discretizadas, referente principalmente, à declividade, rugosidade e precipitação efetiva.

Para casos onde a precipitação efetiva de uma sub-bacia sofra influência de um ou mais postos pluviométricos, utiliza-se o Método de Thiessen para a determinação de uma precipitação efetiva média sobre esta sub-bacia.

4.1.1. Equação da continuidade:

Considerando um trecho dx , com escoamento a superfície livre, volume que entra na seção de montante, no intervalo de tempo dt , é igual a $Q.dt$.

O volume que sai na seção de jusante é $(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx)dt$, enquanto o volume armazenado no trecho no intervalo dt é $\frac{\partial A}{\partial t} dx \cdot dt$. Assim, a equação da continuidade fica:

$$\frac{\partial A}{\partial t} \cdot dx \cdot dt = Q \cdot dt - (Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx) \cdot dt + q \cdot dx \cdot dt \quad (4.1)$$

que dividindo por dt e dx resulta:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (4.2)$$

onde: Q – Vazão (m^3/s).

A – Área da seção molhada (m^2).

x – Distância longitudinal (m).

t – Tempo (s).

q_1 – Entrada ou saída de vazão, por unidade de largura de contribuição lateral ($m^3/s/m$).

4.1.2. Equação dinâmica:

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial y}{\partial x} = (S_0 - S_f) \quad (4.3)$$

onde: g – Aceleração da gravidade (m/s).

y – Profundidade do escoamento (m).

S_0 – Declividade do fundo (m/m).

S_f – Declividade da linha de fricção (m/m).

As equações acima, são equações usadas para o escoamento unidimensional, não permanente e gradualmente variado, também conhecidas como Equações de *Saint Venant*. Como já foi explicitada nesta dissertação, esta equação dificilmente possui soluções analíticas, utilizando assim, métodos numéricos para sua solução. Efetuando as possíveis simplificações para a equação dinâmica, já citadas neste trabalho, temos a equação da quantidade de movimento como:

$$S_f = S_0 \quad (4.4)$$

Devido ao modelo proposto, este trabalho utilizará os modelo não lineares, que são tipos de modelos que consideram a variabilidade dos parâmetros de acordo com a vazão. O modelo da onda cinemática é o mais utilizado para representar o escoamento superficial em bacias, já que este escoamento ocorre em planos, onde a declividade é predominante sobre os demais termos. Este modelo utiliza as equações da continuidade, da quantidade de movimento e de Manning, para descrever o processo. Para resolução dessas equações diferenciais parciais, LI et al. (1975), apresentaram um sistema numérico implícito de diferenças finitas, que resulta numa equação não linear e é resolvida iterativamente por aproximações de segunda ordem, conforme descrito por TUCCI (1998).

Para a simulação do escoamento superficial em rios e canais, também é utilizado o modelo da onda cinemática, porém, a diferença é em relação ao meio, onde se dá o escoamento. No escoamento superficial a largura é semi-infinita, a profundidade é pequena e a declividade é grande. Quanto à solução numérica das equações, os procedimentos são os mesmos, modificando somente a variável dependente, que no escoamento superficial é a vazão por unidade de largura q e no escoamento em rios é utilizada a vazão Q (TUCCI, 1998).

A profundidade é substituída pela área, e a relação fica:

$$A = \alpha \cdot Q^\beta \quad \text{onde: } \alpha \text{ e } \beta - \text{Parâmetros} \quad (4.5)$$

Assim, a equação da continuidade é escrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial z} + b \cdot \frac{\partial y_s}{\partial t} = (q_e + q_d) \quad (4.6)$$

onde: Q_s – Vazão (m^3/s).

y_s – Altura do fluxo no canal (m).

q_e e q_d – Contribuição lateral do plano esquerdo e direito respectivamente ($m^3/s/m$).

4.1.3. Método de solução das equações

O método de solução utilizado para resolução das equações do modelo da onda cinemática, será o método numérico explícito das diferenças finitas. Esse método consiste numa aproximação das derivadas parciais de uma equação diferencial, através de fórmulas de

diferenças, que são aplicadas em regiões de estudo, convenientemente discretizadas, representadas por uma série de pontos ou nós. Para aplicação do método numérico explícito de diferenças finitas, é necessário o conhecimento das condições iniciais e de contorno, do problema a ser estudado.

Para o escoamento no plano

A partir das equações definidas para o escoamento superficial nos planos, chega-se à expressão descrita na equação (3.29).

O número F , da referida equação, trata-se das parcelas de infiltração e evaporação, dado por:

$$F = f_c / i_e$$

Onde: f_c – infiltração (mm/h).

Como neste trabalho utiliza-se somente a precipitação efetiva, podemos considerar $f_c = 0$ e $F = 0$; isto significa que despreza-se a parcela referente a infiltração.

Assim, partindo de que:

$$\frac{\partial q_0}{\partial x} + \frac{1}{\alpha_0^m m q_0^{1-\frac{1}{m}}} \cdot \frac{\partial q_0}{\partial t} = \begin{matrix} i_e \longrightarrow \text{para} \longrightarrow t \leq t_d \\ - f_c \longrightarrow \text{para} \longrightarrow t > t_d \end{matrix} \quad (4.7)$$

Adimensionalizando as variáveis, conforme metodologia apresentada por STEPHENSON (1986), i_e representa a precipitação efetiva no plano e t_c o tempo de concentração do plano, conforme equação 3.28. Ao trabalhar com diversos planos e bacias, torna-se necessário a adoção de um tempo de referência t_R em substituição ao t_c . No caso de variar a precipitação efetiva i_e no tempo, adota-se também uma precipitação de referência i_R , ficando as equações expressas por:

$$X = x / L_0$$

$$P = q_0 / (i_R \cdot L_0)$$

$$T = m \cdot t / t_R$$

Assim, t_R poderá ser obtido na forma:

$$t_R = \left(\frac{m}{NIT * \Delta t} \right) * t_B \dots\dots\dots (4.8)$$

onde:

NIT = Número de intervalos de tempo.

t_B = Tempo de base do hidrograma.

Δt = Intervalo de tempo.

Isolando q_0 , x e t nas equações adimensionais temos:

$$\frac{\partial q_0}{\partial x} = \frac{\partial q_0}{\partial X} \frac{\partial X}{\partial x} = \frac{\partial q_0}{\partial X} \frac{1}{L_0} \dots\dots\dots (4.9)$$

$$\frac{\partial q_0}{\partial t} = \frac{\partial q_0}{\partial T} \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial q_0}{\partial T} \frac{m}{t_R} \dots\dots\dots (4.10)$$

Substituindo as equações (4.10) e (4.11) na equação (4.7) temos:

$$\frac{\partial q_0}{\partial X} \frac{1}{L_0} + \frac{m}{\alpha_0^{1/m} m(q_0)^{1-\frac{1}{m}} t_R} \frac{\partial q_0}{\partial T} = i_e \dots\dots\dots (4.11)$$

Sendo: $q_0 = P \cdot i_R \cdot L_0$

$$\frac{\partial q_0}{\partial X} = i_R \cdot L_0 \cdot \frac{\partial P}{\partial X} \dots\dots\dots (4.12)$$

$$\frac{\partial q_0}{\partial T} = i_R \cdot L_0 \cdot \frac{\partial P}{\partial T} \dots\dots\dots (4.13)$$

Substituindo as equações (4.12) e (4.13), na equação (4.11) e dividindo toda equação por i_R e simplificando o valor de m ,

$$\frac{\partial P}{\partial X} + \frac{L_0}{\alpha_0^{1/m} P^{1-1/m} i_R^{1-1/m} L_0^{1-1/m} t_R} \frac{\partial P}{\partial T} = \frac{i_e}{i_R} \dots\dots\dots (4.14)$$

sendo: $K_0 = \frac{i_e}{i_R}$

e substituindo o valor de P e simplificando i_R e parcela do L_0 no segundo termo da equação,

$$\frac{\partial P}{\partial X} + \left(\frac{L_0}{\alpha_0} \right)^{1/m} \frac{1}{i_R^{1-1/m} P^{1-1/m} \cdot t_R} \frac{\partial P}{\partial T} = K_0 \quad \dots\dots\dots(4.15)$$

sendo: $Tc_R = \left(\frac{L_0}{\alpha_0} \right)^{1/m} \cdot \frac{1}{i_R^{1-1/m}}$, o tempo de concentração para cada plano calculado com a precipitação de referência i_R .

$$\frac{\partial P}{\partial X} + \frac{Tc_R}{t_R \cdot P^{0.4}} \frac{\partial P}{\partial T} = K_0 \quad \dots\dots\dots(4.16)$$

Aplicando o método numérico das diferenças finitas, conforme discretização esquematizada na figura 4.1, temos:

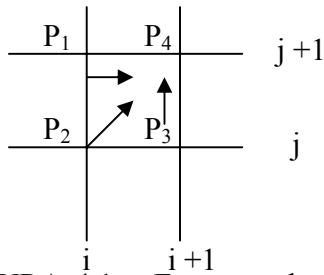


FIGURA 4.1 – Esquema de discretização pelo método explícito das diferenças finitas para os planos.

Sendo:

$$P = P_2$$

$$\frac{\partial P}{\partial X} = \frac{P_4 - P_1}{\Delta X} \quad \dots\dots\dots(4.17)$$

$$\frac{\partial P}{\partial T} = \frac{P_4 - P_3}{\Delta T} \quad \dots\dots\dots(4.18)$$

Aplicando na equação (4.16) temos:

$$\frac{P_4 - P_1}{\Delta X} + \frac{Tc}{t_R \cdot P_2^{0.4}} \frac{P_4 - P_3}{\Delta T} = K_0 \quad \dots\dots\dots(4.19)$$

multiplicando a equação (4.19) por ΔX , considerando que $\beta = \frac{\Delta X \cdot Tc}{t_R \cdot \Delta T \cdot P_2^{0.4}}$, temos:

$$(P_4 - P_1) + \beta(P_4 - P_3) = \Delta X \cdot K_0 \dots\dots\dots (4.20)$$

Isolando P_4 na equação (4.20), obtemos o seu valor discretizado da equação do plano no tempo e espaço seguintes.

$$P_4 = \frac{K_0 \cdot \Delta X + P_1 + \beta \cdot P_3}{(1 + \beta)} \dots\dots\dots (4.21)$$

Para o escoamento em canais:

Para o escoamento em canais, onde os planos laterais de contribuição possuem larguras, comprimentos, declividades, rugosidades e intensidades iguais, conforme a formulação original, chegamos à equação:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial z} + \frac{b^{1-1/m}}{m \alpha_s^{1/m} Q_s^{1-1/m}} \frac{\partial Q_s}{\partial t} = 2q_0 \quad (4.22)$$

Considerando as variáveis já adimensionalizadas ($X, F, T, \dots$) e ainda:

$$Q = \frac{Q_s}{2L_0 L_s i_e}$$

$$Z = z / L_s$$

Substituindo Q_s, z, t, q_0 e m , na equação (4.21), e rearranjando temos:

$$\frac{G}{Q^{0.4}} \frac{\partial Q}{\partial T} + \frac{\partial Q}{\partial Z} = P \quad (4.23)$$

$$\text{onde } G = \left(\frac{2L_s}{b\alpha_s} \right)^{0.6} \frac{b\alpha_0^{0.6}}{2L_0}$$

Considerando neste trabalho, os planos laterais de contribuição com comprimento, declividades, rugosidades e intensidades diferentes; mantendo iguais somente suas larguras, entendemos que a equação (4.22) será escrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial z} + \frac{b^{1-1/m}}{m \alpha_s^{1/m} Q_s^{1-1/m}} \frac{\partial Q_s}{\partial t} = q$$

Considerando as variáveis já adimensionalizadas (X, F, T,...) e ainda:

$$q_{\max} = P_{\max} i_{R\max} (L_{E\max} + L_{D\max}), \quad \text{onde } P \text{ é máximo quando } P_{\max} = 1$$

$$Q = \frac{Q_s}{q_{\max} L_{c\max}}$$

$$\frac{\partial Q_s}{\partial z} + b \frac{\partial Y_s}{\partial t} = q$$

sendo que: $Q_s = q_{\max} Q L_{c\max}$

$$\frac{\partial Q_s}{\partial z} = \frac{\partial Q_s}{\partial Z} \frac{\partial Z}{\partial z} = q_{\max} L_{c\max} \frac{\partial Q}{\partial Z} \quad \dots\dots\dots (4.24)$$

$$\frac{\partial Q_s}{\partial t} = \frac{\partial Q_s}{\partial T} \frac{\partial T}{\partial t} = q_{\max} L_{c\max} \frac{\partial Q}{\partial T} \quad \dots\dots\dots (4.25)$$

Substituindo as equações (4.24) e (4.25), na equação (4.22) :

$$q_{\max} L_{c\max} \frac{\partial Q}{\partial Z} + \frac{b^{1-1/m}}{\alpha_s^{1/m} \cdot Q_s^{1-1/m}} \frac{L_s \cdot L_{c\max} q_{\max}}{t_R} \frac{\partial Q}{\partial T} = q \cdot L_s \quad \dots\dots\dots (4.26)$$

Dividindo toda equação por $(q_{\max} L_{c\max})$ e substituindo Q_s

$$\frac{\partial Q}{\partial Z} + \frac{b^{1-1/m}}{\alpha_s^{1/m} q_{\max}^{1-1/m} Q^{0,4} L_{c\max}^{1-1/m}} \frac{L_s}{t_R} \frac{\partial Q}{\partial T} = \frac{q L_s}{q_{\max} L_{c\max}} \quad (4.27)$$

fazendo: $q^* = (q \cdot L_s) / (q_{\max} \cdot L_{c\max})$

$$G = \frac{L_s b^{1-1/m}}{\alpha_s^{1/m} q_{\max}^{1-1/m} L_{c\max}^{1-1/m}} \cdot \frac{1}{t_R}$$

Concluimos que:

$$\frac{\partial Q}{\partial Z} + \frac{G}{Q^{0,4}} \frac{\partial Q}{\partial T} = q^* \quad \dots\dots\dots (4.28)$$

Aplicando o método numérico das diferenças finitas, conforme discretização esquematizada na figura 4.2, temos:

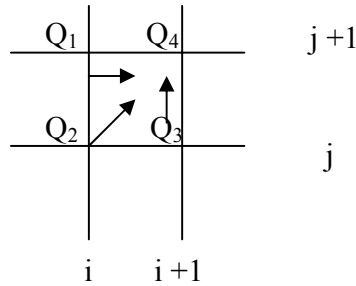


FIGURA 4.2 – Esquema de discretização pelo método explícito das diferenças finitas para os canais.

$$\frac{Q_4 - Q_1}{\Delta Z} + \frac{G}{Q^{0.4}} \frac{Q_4 - Q_3}{\Delta T} = q_* \quad (4.29)$$

Multiplicando toda equação (4.29) por ΔZ e considerando que $Q = Q_2$ e que $\beta = \frac{\Delta Z \cdot G}{\Delta T \cdot Q^{0.4}}$, temos:

$$Q_4(1 + \beta) = Q_1 + \beta Q_3 + q_* \cdot \Delta Z \quad (4.30)$$

Isolando Q_4 na equação (4.30), obtemos o seu valor discretizado da equação do canal no tempo e espaço seguintes.

$$Q_4 = \frac{q_* \cdot \Delta Z + \beta \cdot Q_3 + Q_1}{(1 + \beta)} \quad (4.31)$$

4.2. Desenvolvimento de um modelo computacional

O modelo computacional utilizado como plataforma de programação, utiliza a Linguagem BASIC que, associada ao Microsoft Office® permitiu com maior facilidade, precisão e definição, a visualização e interpretação dos resultados obtidos. Executa uma simulação do escoamento superficial em sub-bacias, utilizando o modelo da onda cinemática para planos e canais.

O modelo foi alimentado com dados físicos do tipo comprimento, declividade e rugosidade do canal; largura, declividade, rugosidade e precipitação efetiva nos planos, dos lados esquerdo e direito do canal. Os dados fornecidos ao modelo foram seqüenciados, de forma

hierárquica do escoamento nas sub-bacias, de modo a definir as contribuições das sub-bacias de montante.

O modelo gera os hidrogramas nos diferentes pontos de interesse, subsidiando o pesquisador na avaliação dos dados fornecidos e quanto aos diferentes níveis de discretização.

O fluxograma de funcionamento do programa computacional principal se encontra no Anexo A, deste trabalho.

4.3. Escolha da bacia para validação do modelo

Os testes de calibração e validação do modelo foram realizados em uma bacia hidrográfica, com área de 0,834 km², apresentado por STEPHENSON et al. (1986), onde o autor, através do desenvolvimento gráfico e analítico, obtém o hidrograma na seção exutória.

Na solução analítica, o autor utilizou a equação da onda cinemática, para descrever o escoamento em planos e canais; porém, é importante ressaltar que, na caracterização da bacia utilizada pelo autor, os planos e canais possuíam larguras iguais ao longo de todo os trechos de escoamento.

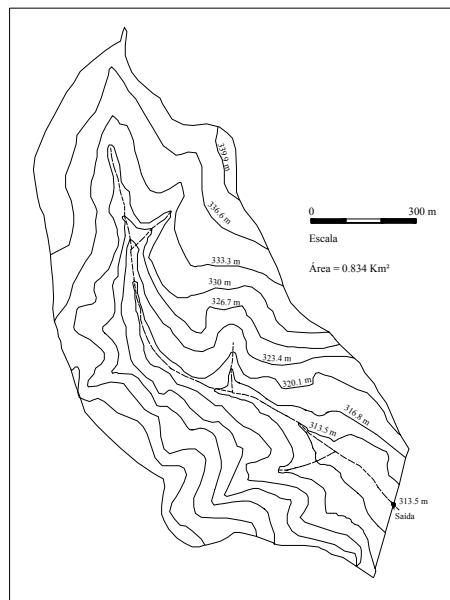


FIGURA 4.3 - Bacia usada para calibração do modelo.

Fonte: STEPHENSON et al. (1986).

A forma e algumas características físicas da bacia podem ser observadas na figura 4.3 que, quando discretizadas em planos retangulares, assumem a forma e características constantes na figura 4.4.

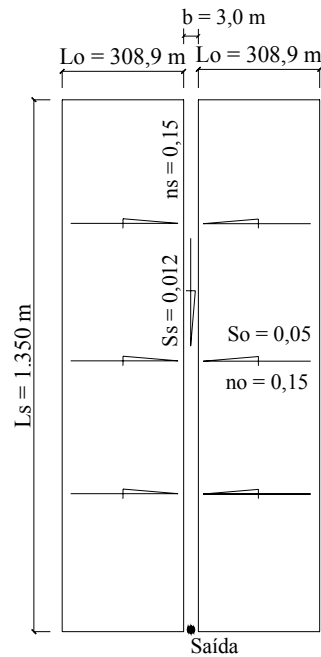


FIGURA 4.4 - Discretização da bacia usada para calibração do modelo.

Fonte: STEPHENSON et al. (1986).

O valor adimensional da vazão (Q), foi obtido graficamente, através da utilização dos valores calculados de G , F e T_D , e podem ser encontrados na figura 6.10 da bibliografia consultada, STEPHENSON et al. (1986).

Assim, o escoamento crítico foi obtido com uma chuva de 12 horas, produzindo a descarga com de pico de $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$, conforme pode ser observado na tabela 4.1.

TABELA 4.1 – Cálculo e dimensionamento da descarga máxima e tempo de pico do hidrograma.

Fórmulas	$t_{co} = \left(\frac{L_0}{\alpha_0 i_e^{m-1}} \right)^{1/m} \quad \text{(unidades métricas), } \alpha_0 = \frac{\sqrt{S_0}}{n_0} \text{ , se } i_e \text{ em mm/h, } t_{co} \text{ em h.}$ $f_c = 1,5 \text{ mm/h, } F=f_c/i_e, \text{ } A=0,834.10^6 \text{ m}^2, \text{ } T_D=(5/3)*(t_{ed}/t_{co}), \text{ } Q_s/A=Q.i_e$ $Q_s=(Q_s/A)*(A/3,6.10^6)$										
	Variáveis	t _{ed}	i _e	F	t _{co}	T _D	Q		Q _s /A	Q _s	Fatores de multiplicação
Unidades	horas	mm/h	-	Horas	-	Hidrogr. admen.		mm/h	m³/s	Horas	m³/s
						Fig.	Valor				
	1,0	13,99	0,107	0,995	1,675	6.10	0,828	11,59			
	0,6	17,55	0,086	0,909	1,101	6.10	0,505	8,86			
	1,2	12,70	0,118	1,034	1,934	6.10	0,918	11,66	2,70	0,620	2,942
	1,4	11,61	0,129	1,071	2,178	6.10	0,971	11,29			

Fonte: STEPHENSON et al. (1986).

Com os dados disponíveis e com a utilização dos fatores de multiplicação constantes na tabela 4.1, foi possível traçar o hidrograma do escoamento unidimensional na bacia de estudo, conforme figura 4.5.

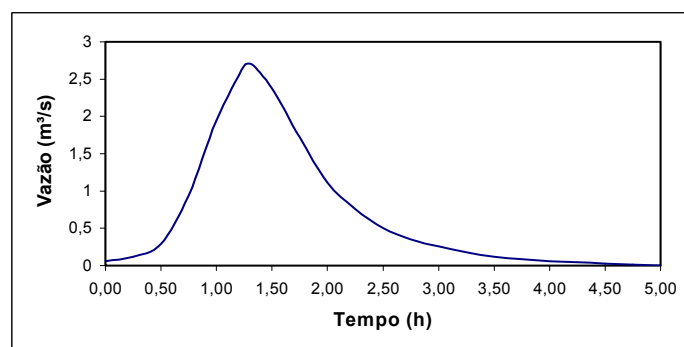


FIGURA 4.5 – Hidrograma unidimensional do escoamento superficial.

Fonte: STEPHENSON et al. (1986).

4.3.1. Critérios utilizados para validação do modelo

Para validação do modelo proposto, foram aplicados vários eventos de chuvas na bacia de estudo apresentada por STEPHENSON et al. (1986), mantendo-se as características físicas como declividade, rugosidade, largura dos planos e do canal, descritas na tabela 4.2, gerando diversos hidrogramas.

TABELA 4.2 – Características físicas da bacia para validação do modelo.

Dados físicos	Local	Unidade	Quantidade
Área	Planos	km ²	0,834
Comprimento total retangularizado	Planos	m	1.350,00
Largura retangularizada	Planos	m	308,90
Largura	Canal	m	3,00
Declividade	Canal	m/m	0,012
	Plano	m/m	0,050
Rugosidade	Canal	m/s ^{1/3}	0,15
	Plano	m/s ^{1/3}	0,15

Fonte: STEPHENSON et al. (1986).

Buscando obter resultados compatíveis com o modelo proposto por STEPHENSON et al. (1986), utilizamos os valores de intensidade, tempo de concentração e tempo de duração, iguais aos calculados pelo autor, os quais geraram o hidrograma demonstrado na figura 4.5, que servirá como referência, no processo de calibração e validação do modelo proposto.

Foram realizadas diversas simulações de chuva, para diferentes níveis de discretização, na bacia apresentada pela bibliografia, visando avaliar o desempenho do modelo proposto, quanto ao escoamento, objetivando sua validação. Embora tenhamos realizado diversos testes e simulações, descreveremos apenas cinco casos:

1º Caso – Sem nenhum tipo de discretização da bacia, foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração de 1,2 h; igual ao calculado por STEPHENSON et al. (1986).

2º Caso – A bacia original foi discretizada, dividindo em 02 sub-bacias de comprimentos iguais. Os dados de largura, declividade, rugosidade e largura do canal permaneceram constantes para essa simulação. Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração (t) de 1,2 h; igual ao calculado por STEPHENSON et al. (1986).

3º Caso – A bacia original foi discretizada, dividindo em 02 sub-bacias de comprimentos iguais. Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração de 1,2 h, somente na segunda bacia. Os dados de largura, declividade, rugosidade e largura do canal permaneceram constantes para essa simulação.

4º Caso - Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração de 1,2 h, para a bacia inteira. Porém, essa precipitação foi distribuída em 02 intervalos de 0,3 h com chuva; 02 intervalos de 0,3 h sem chuva; e mais 02 intervalos de 0,3 h com chuva.

5º Caso - Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração (t) de 1,2 h. Porém, essa precipitação foi distribuída em 02 intervalos de 0,3 h sem chuva; e 04 intervalos de 0,3 h com chuva; para toda a bacia.

4.3.2. Análise estatística

A precisão na simulação do escoamento é importante, pois dela dependerá todo o sucesso do modelo proposto, bem como a correta utilização dos parâmetros utilizados no processo de calibração. Entretanto, a precisão das estimativas dependerá da habilidade do modelo em trabalhar com as variáveis fornecidas, apresentando respostas compatíveis com as observadas.

O desempenho de modelos é usualmente avaliado por meio do uso de medidas estatísticas. Um bom critério de ajuste é o desvio do evento analisado, o qual é a medida da habilidade do modelo para simular valores observados. Nesse método, quanto menor o valor de D_v da equação (4.32), melhor é o ajuste; sendo que o valor zero, representa uma simulação perfeita do evento observado (ASCE, 1993).

$$D_v(\%) = \frac{E - E^*}{E} 100 \quad \dots\dots\dots (4.32)$$

onde, E é o evento observado no período analisado e E^* , é o evento simulado no período. O cálculo do desvio do evento analisado é importante por considerar o erro potencial nos dados observados.

Um outro método de avaliação do desempenho do modelo é o erro quadrático médio (EQM), expresso na equação (4.33), indicada por:

$$SRQ = \sum_{t=1}^N (Q_{OBS}(t) - Q_{CAL}(t))^2$$

$$EQM = \sqrt{SRQ} \dots\dots\dots (4.33)$$

onde:

$Q_{OBS}(t)$ – Vazão observada no instante t.

$Q_{CAL}(t)$ – Vazão calculada no instante t.

O objetivo dessa análise estatística é avaliar o desempenho do modelo proposto, em fornecer valores de pico e volumes escoados, compatíveis com o proposto pela bibliografia.

Como todo teste de calibração depende da disponibilidade de dados observados e, no nosso caso, os dados são escassos, procura-se calibrar o mais perfeito possível o modelo, para que se possa obter resultados compatíveis com os apresentados na bibliografia.

Durante o processo de calibração, quando D_V atingir um valor igual ou abaixo de $\pm 5\%$ entre os valores calculados e observados, o processo de calibração será finalizado; caso contrário, devemos efetuar os ajustes no modelo, objetivando ajustar os tempos de pico e volumes escoados.

4.4. Escolha da área para aplicação do modelo proposto

A escolha de uma área para aplicação do modelo proposto a nível local, teve como principal fator, a disponibilidade de dados. Embora, a carência de dados na região, ainda seja muito grande, procuramos agregar uma maior quantidade de dados possíveis, com objetivo de otimizar ao máximo os resultados obtidos.

A área escolhida é a bacia hidrográfica situada no Estado de Mato Grosso do Sul, no Rio Aquidauana, acima do Município de Palmeiras, a montante do posto pluviométrico e fluviométrico denominado Ponte do Grego. A bacia possui área total de 6.369,09 Km², e possui como canal principal de drenagem, o Rio Aquidauana com extensão de 162,8 Km, conforme figura 4.6. Suas coordenadas são: Latitude (-20°09'24") e Longitude (-55°05'24"), conforme mapa de localização na figura 4.7.

O objetivo é avaliar o escoamento superficial unidimensional, para vários níveis de discretização, submetido a diferentes eventos de chuva. Esta pesquisa trabalhou com cinco níveis de discretização da bacia, dividindo-a em: 100, 26, 11, 04 e 1 sub-bacias.

4.5. Levantamento de dados

Os dados físicos são parâmetros naturais da bacia tais como: perímetro, forma da bacia, área da bacia, relevo, rede de drenagem, características do solo, cobertura vegetal e formação geológica. Os dados climáticos necessários para o desenvolvimento dessa pesquisa, limitaram-se aos dados de precipitação, observados em diferentes postos, que por sua vez foram transformados em precipitação efetiva.

A influência da precipitação em cada sub-bacia, foi calculada através do polígono de Thiessen, traçado em função dos postos de influência na área da bacia, conforme demonstrado na figura 4.8.

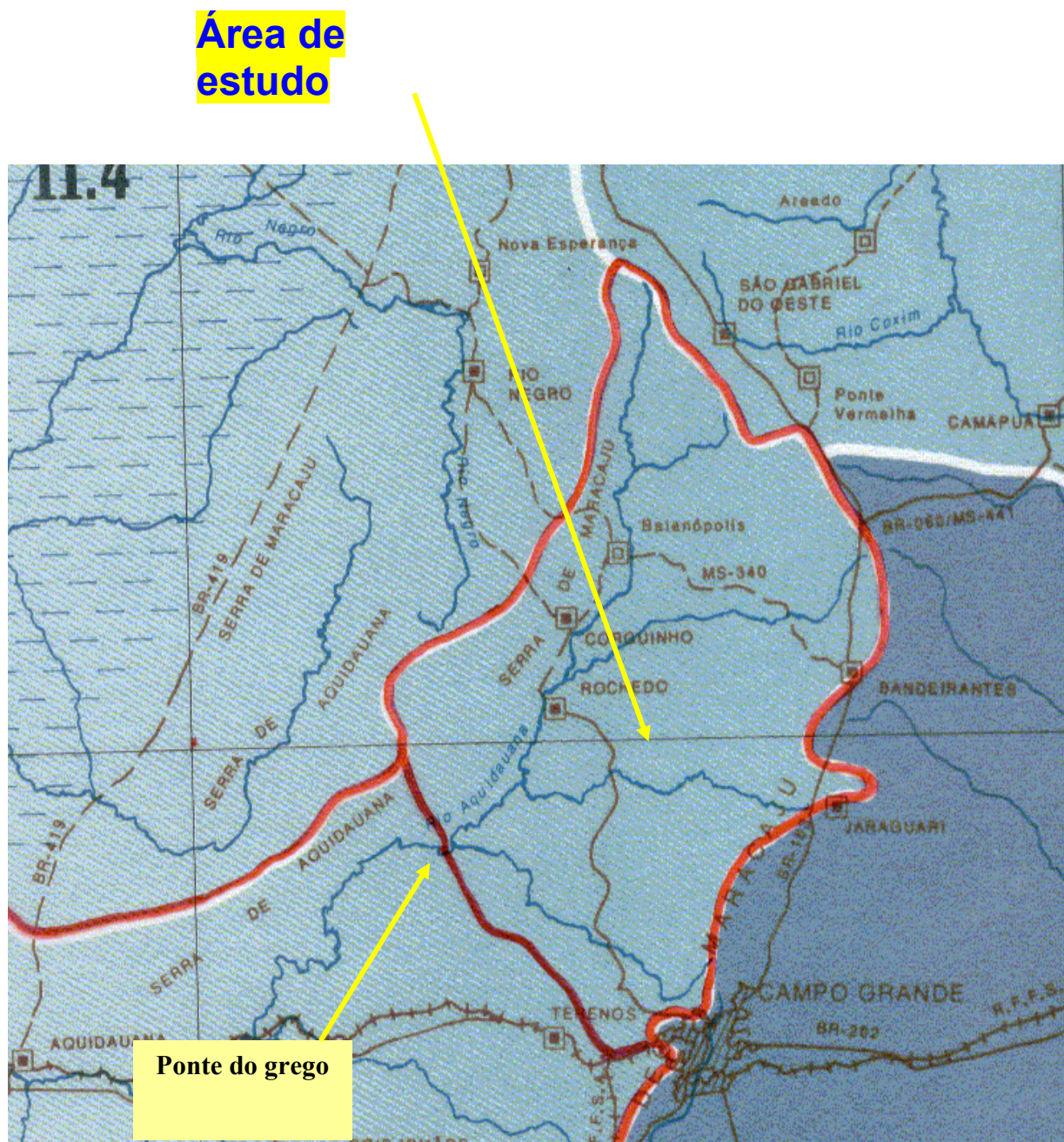


FIGURA 4.6 – Área de estudo.

Fonte: MATO GROSSO DO SUL (1990).

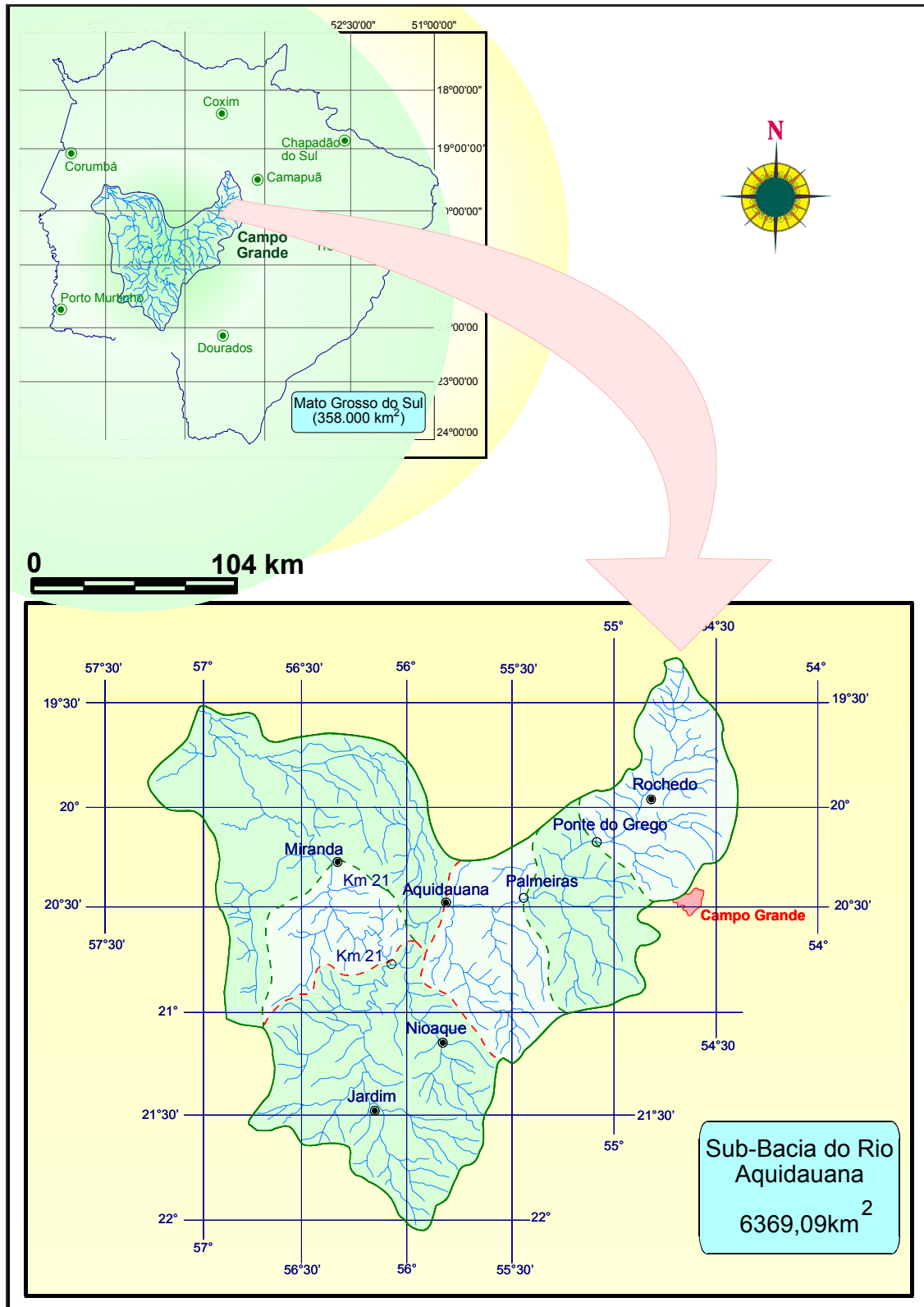


FIGURA 4.7 – Localização da área de estudo

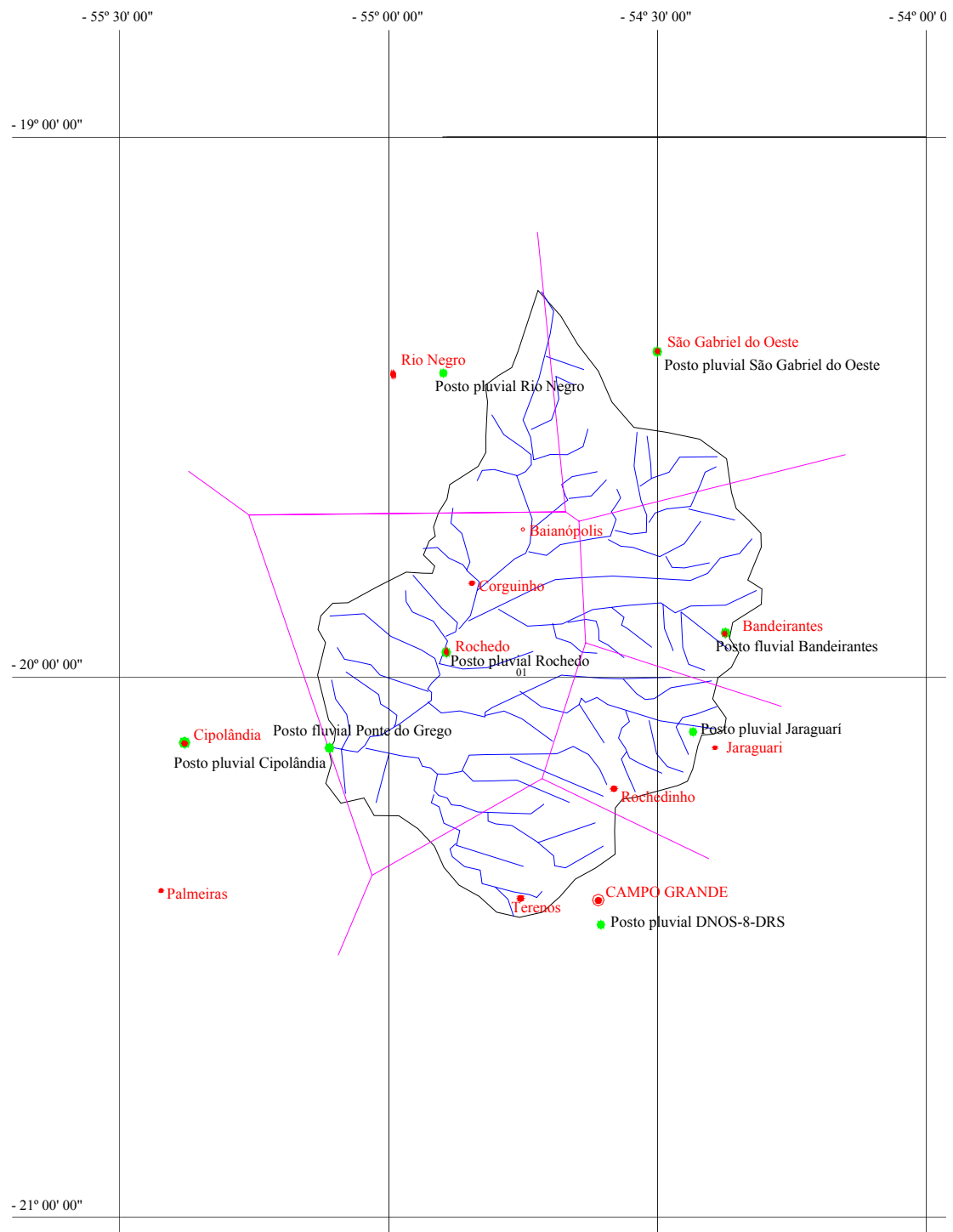


FIGURA 4.8 – Polígono de Thiessen na bacia de aplicação do modelo

Os dados dos 7 postos de influência na bacia, estão demonstrados na tabela 4.3, sendo cada um responsável pela precipitação em sua respectiva área de influência.

TABELA 4.3: Postos de Interesse para distribuição das chuvas na Bacia do Rio Aquidauana.

Posto	Estação	Código – ANA (Widroweb)	Latitude	Longitude	Área de abrangência (% da At)
Ponte do Grego	Fluvial	66926000	-20° 09' 20"	-55° 05' 24"	-----
Bandeirantes	Pluvial	1954005	-19° 55' 04"	-54° 21' 31"	17,42
Jaraguari	Pluvial	2054019	-20° 06' 06"	-54° 26' 01"	12,26
DNOS – 8 – DRS	Pluvial	2054014	-20° 27' 30"	-54° 36' 17"	10,07
Rio Negro	Pluvial	1954003	-19° 26' 22"	-54° 54' 00"	8,62
São Gabriel do Oeste	Pluvial	1954007	-19° 24' 46"	-54° 29' 26"	9,89
Rochedo	Pluvial	1954002	-19° 57' 06"	-54° 53' 31"	41,38
Cipolândia	Pluvial	2055001	-20° 07' 37"	-55° 23' 34"	0,36

Fonte: ANA- Hidroweb (2004).

A caracterização do tipo de solo e da vegetação foi obtida através dos mapas constantes no Atlas Multirreferencial de Mato Grosso do Sul (1990), na escala 1:1.500.000. Essa escala foi transformada para escala 1:100.000, obedecendo todos os detalhes do mapa original, com a finalidade de colocar, em um mesmo mapa, os dados referentes a solo, vegetação e sub-divisão das bacias. Assim, para cada sub-bacia, calculou-se a porcentagem de um ou mais tipos de solo e vegetação.

A carta do tipo solo, conforme figura 4.9, apresenta uma variedade de seis tipos de solos, classificados em latossolo roxo (LR), latossolo vermelho-escuro (LE), areias quartzosas (AQ), solos litólicos (R), podzólico vermelho-amarelo (PV), latossolo vermelho-amarelo (LV), abrangendo toda área de estudo da bacia.

A carta do tipo de vegetação existente na bacia, demonstrada na figura 4.10, apresenta uma variação de seis tipos de vegetação hoje existentes, permitindo-nos concluir que algumas áreas na bacia de estudo, já se encontram bastante antropizadas. A título de maiores esclarecimentos, podemos citar a cobertura vegetal antrópica-pastagem (Ap.S), cobertura vegetal antrópica-agropecuária (Ap.2) e cobertura vegetal antrópica-agricultura (Ac.S).

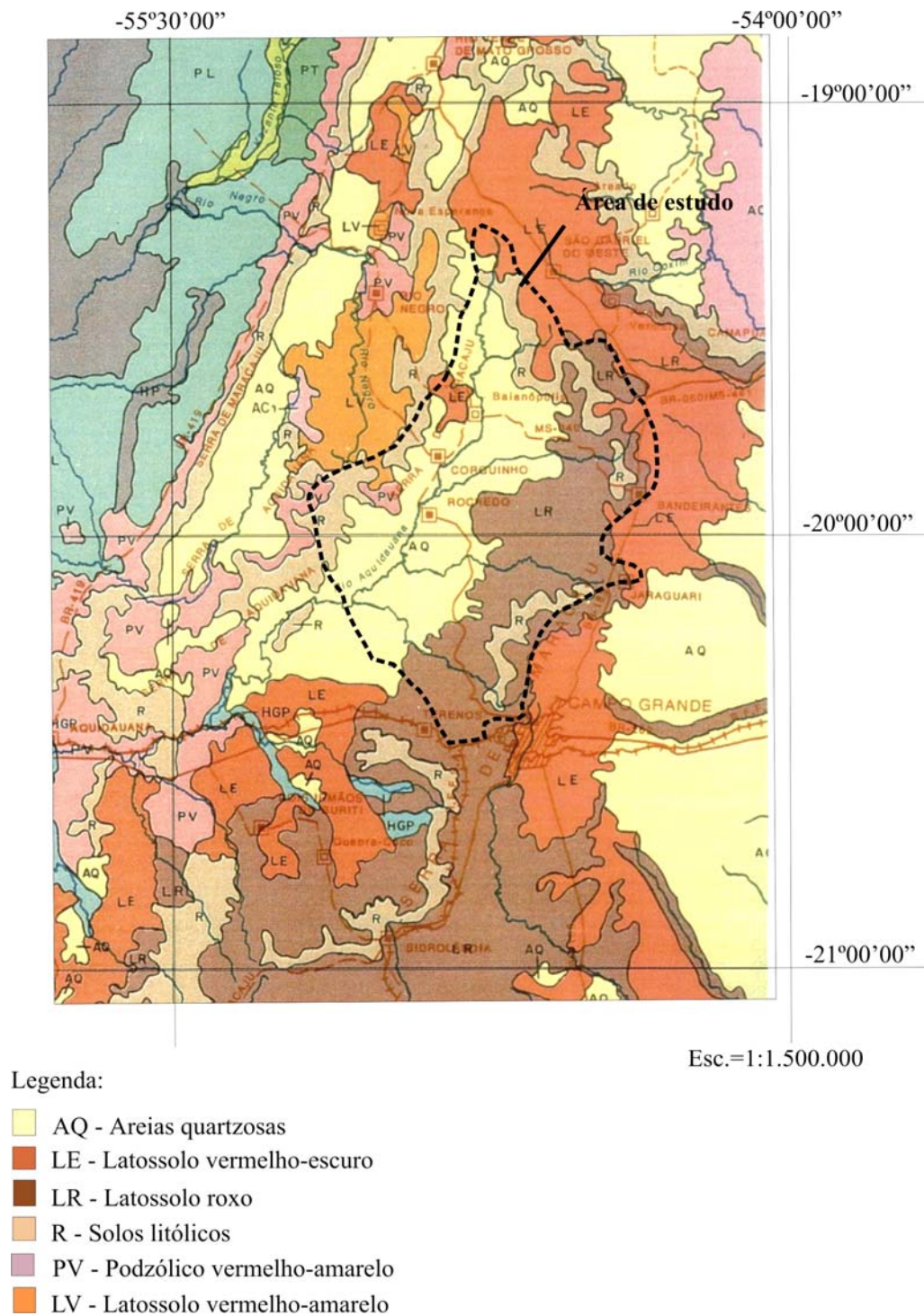


FIGURA 4.9 – Carta do tipo de solo.

Fonte: MATO GROSSO DO SUL (1990).

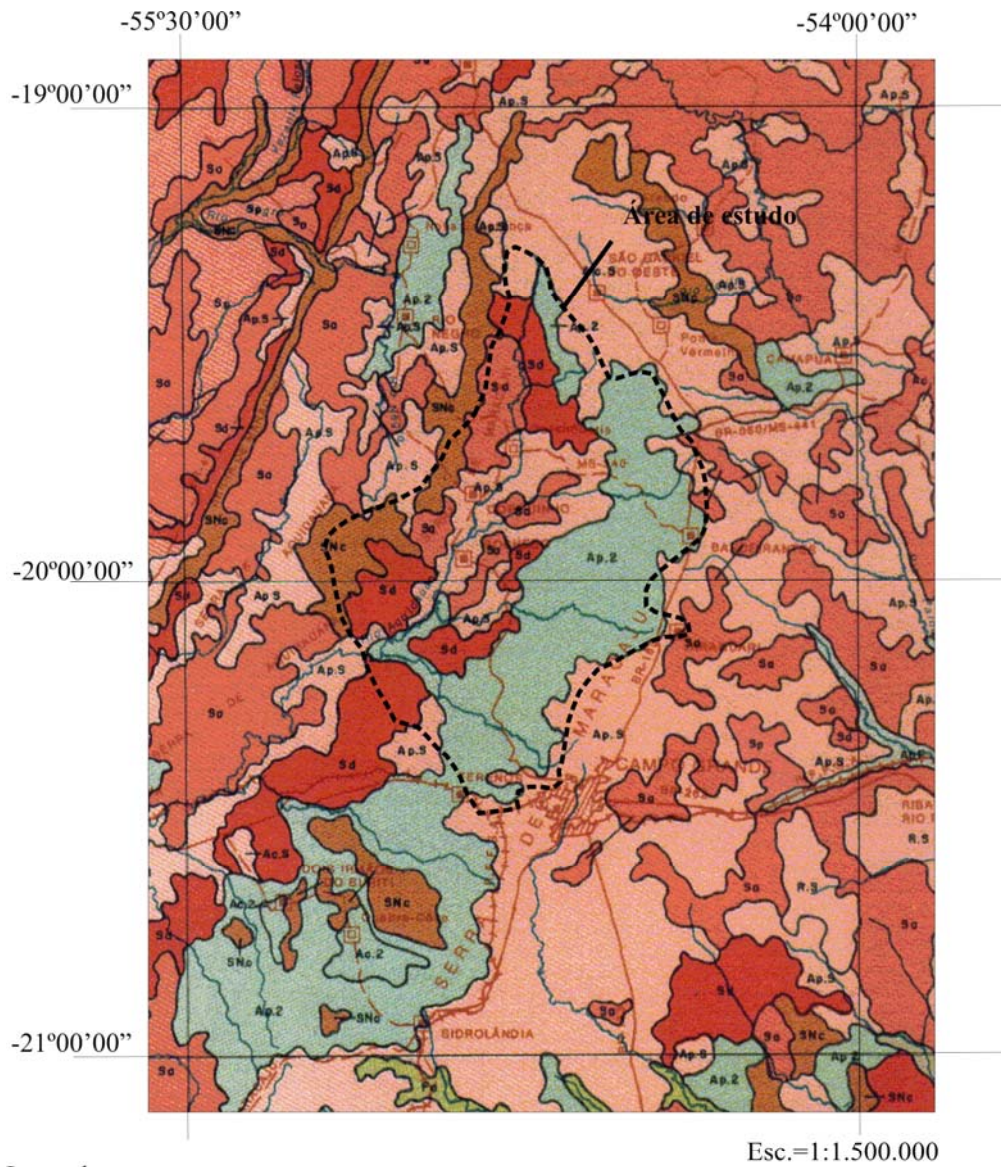


FIGURA 4.10 – Carta do tipo de vegetação.

Fonte: MATO GROSSO DO SUL (1990).

Para obtenção dos dados necessários para a caracterização física da bacia, foram utilizados os aparelhos curvímeter e planímetro digital – PLACOM – mod. KP-90 N de 8 dígitos e precisão de 0,1 cm². Os dados físicos para cálculo de declividade e áreas da bacia, foram obtidos através das cartas topográficas do Ministério do Exército – Departamento de Engenharia e Comunicações – Região Centro-Oeste do Brasil, na escala 1:100.000, que abrangiam toda a área da bacia, com a denominação, conforme consta na tabela 4.4.

TABELA 4.4 – Denominação das cartas topográficas da bacia de estudo.

Nome da carta topográfica	Folha
Rio Negro	SE.21-Z-D-II
Serra de Maracajú	SE.21-Z-D-IV
Rochedo	SE.21-Z-D-V
Camapuã	SE.21-Z-D-VI
Palmeiras	SF.21-X-B-I
Campo Grande	SF.21-X-B-II
Jaraguari	SF.21-X-B-III

Estas cartas sofreram transformação em sua escala, de 1:100.000 para 1:50.000, permitindo uma maior precisão dos dados levantados. As curvas de nível das referidas cartas estão distanciadas de 40 em 40 metros de altura.

Os cálculos utilizados para determinação dos dados físicos da bacia envolvem as medidas de área, perímetro, extensões de cursos d'água e de curvas de nível, obtidas diretamente com a utilização do planímetro digital e do curvímeter.

Para cálculo da declividade dos canais, foi utilizada a equação da declividade equivalente constante dada por:

$$S_3 = \frac{L^2}{\left[\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right) \right]^2} \quad (4.34)$$

Onde: L - Comprimento total em planta.

L_i - Comprimento do sub-trecho.

I_i - Declividade média do sub-trecho ($I_i = \frac{\Delta H}{L}$).

ΔH - Diferença de cotas entre os extremos.

Para cálculo das declividades nos planos, foi calculada a declividade média da bacia, para cada plano, onde:

$$I = \frac{(\Sigma C)D}{A} \quad (4.35)$$

Onde: C - Comprimento total das curvas de nível de cada lado da bacia.

D - Desnível entre curvas de nível.

A - Área da cada plano da bacia.

Os levantamentos dos dados foram realizados para cada nível de discretização das bacias, visando a alimentação do modelo proposto.

A bacia hidrográfica original, inicialmente, foi discretizada em 100 sub-bacias, ficando distribuída conforme figura 4.11; posteriormente, discretizou-se em 26 sub-bacias, conforme figura 4.12; em 11 sub-bacias, conforme figura 4.13; em 04 sub-bacias, conforme figura 4.14 e em 01 bacia, conforme figura 4.15.

4.6. Determinação do coeficiente de rugosidade de Manning.

O coeficiente de rugosidade de Manning representa a resistência ao escoamento em rios, planos e canais, obtida em função do tipo de solo e vegetação. Os valores utilizados nessa pesquisa, são limitados a aplicações unidimensionais e planos retangulares.

Os valores de rugosidade referentes aos tipos de solo e vegetação, encontrados na bacia, foram obtidos em função dos mapas de solo e vegetação, conforme figuras 4.9 e 4.10.

CRUCIANI (1989), recomenda alguns valores práticos para determinação do coeficiente de rugosidade de Manning, conforme descritos na tabela 4.5.

TABELA 4.5 - Valores de rugosidade recomendados para alguns tipos de revestimento em terra.

Tipo de solo	Valores de rugosidade de Manning
Arenoso	0,030 - 0,040
Barro-arenoso	0,030 - 0,035
Barro-argiloso	0,030
Argiloso	0,025 - 0,030
Cascalho	0,030 - 0,035
Rocha	0,030 - 0,040

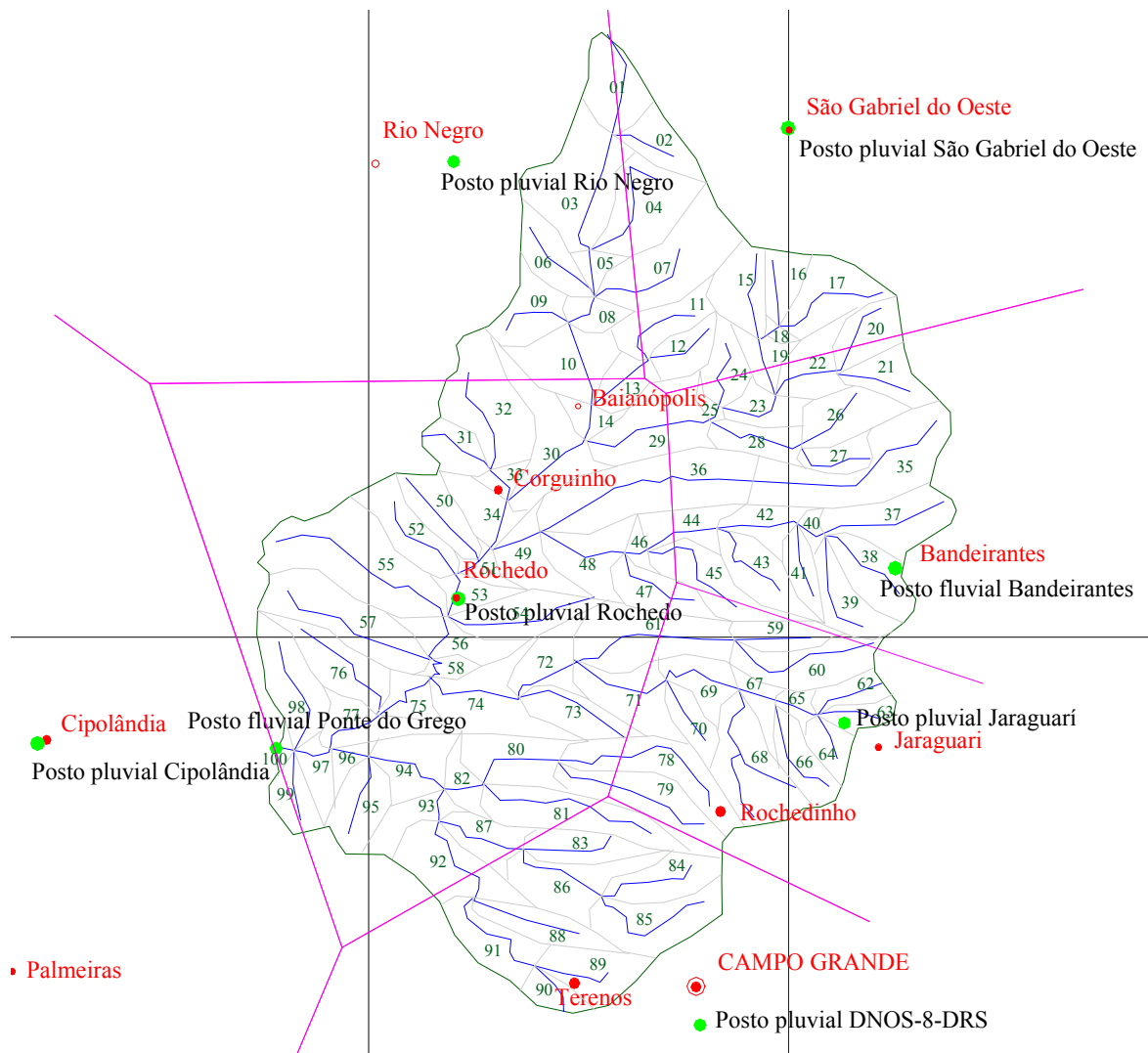


FIGURA 4.11 – Discretização da bacia de estudo em 100 sub-bacias.

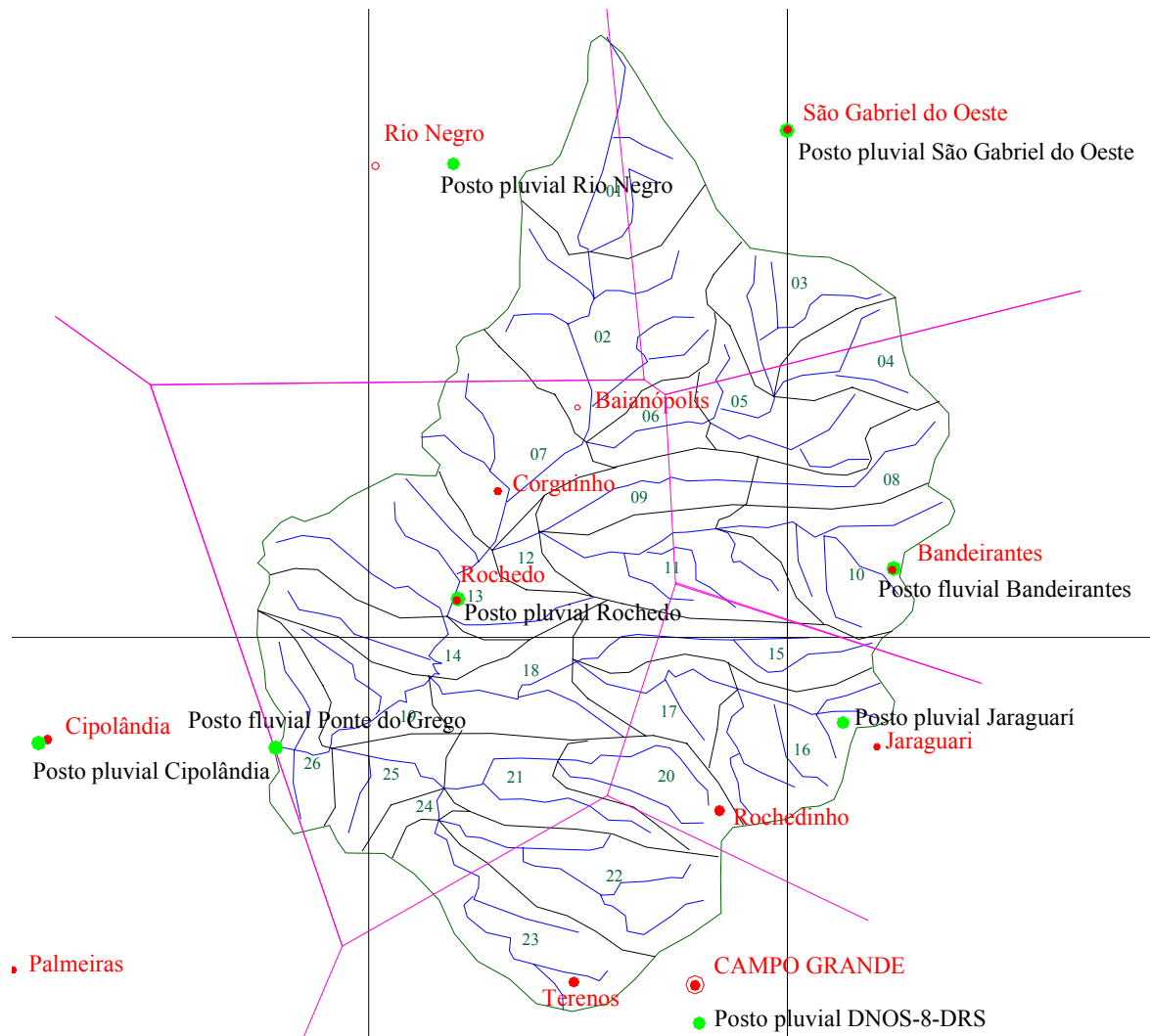


FIGURA 4.12 – Discretização da bacia de estudo em 26 sub-bacias

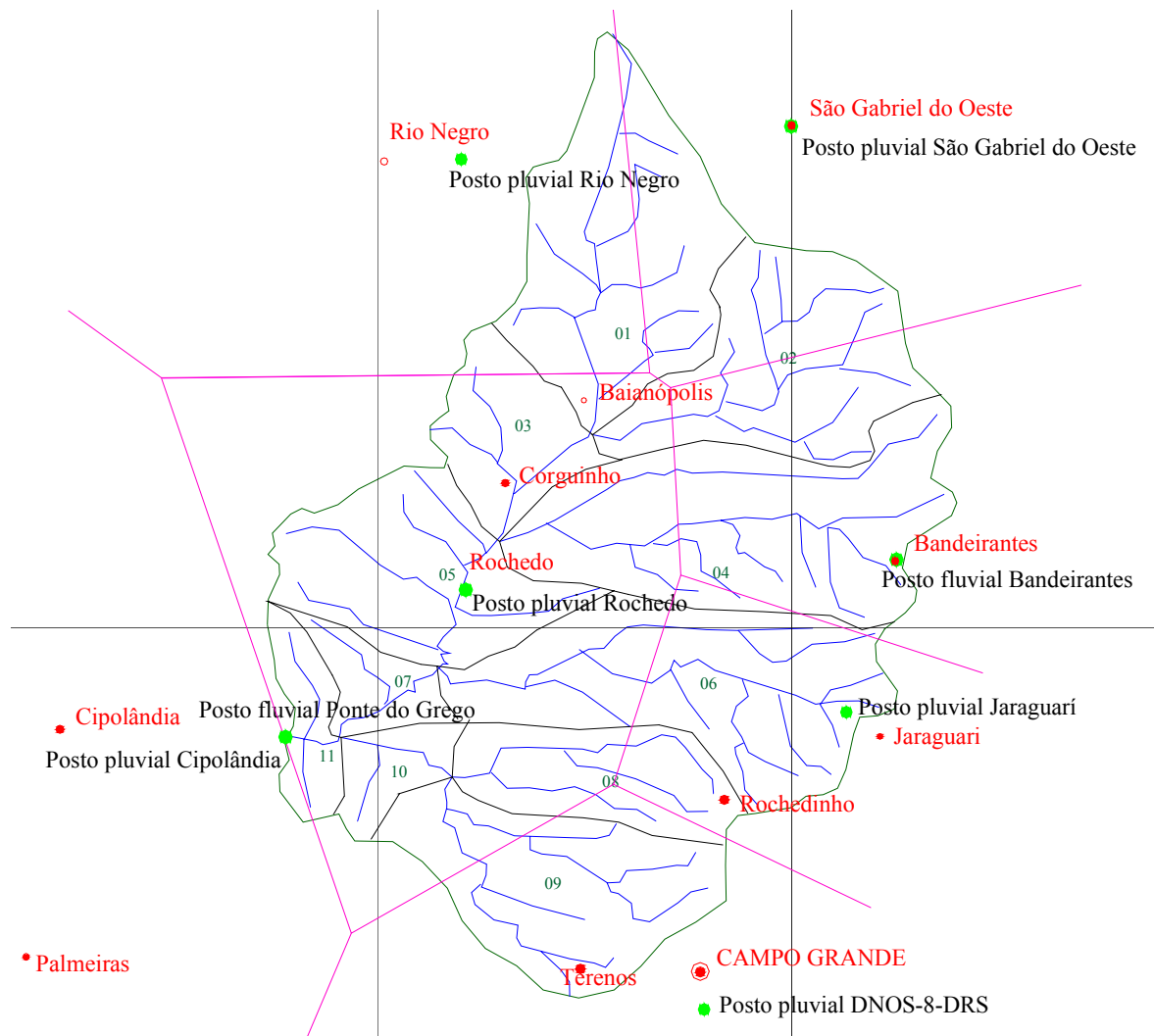


FIGURA 4.13 – Discretização da bacia de estudo em 11 sub-bacias

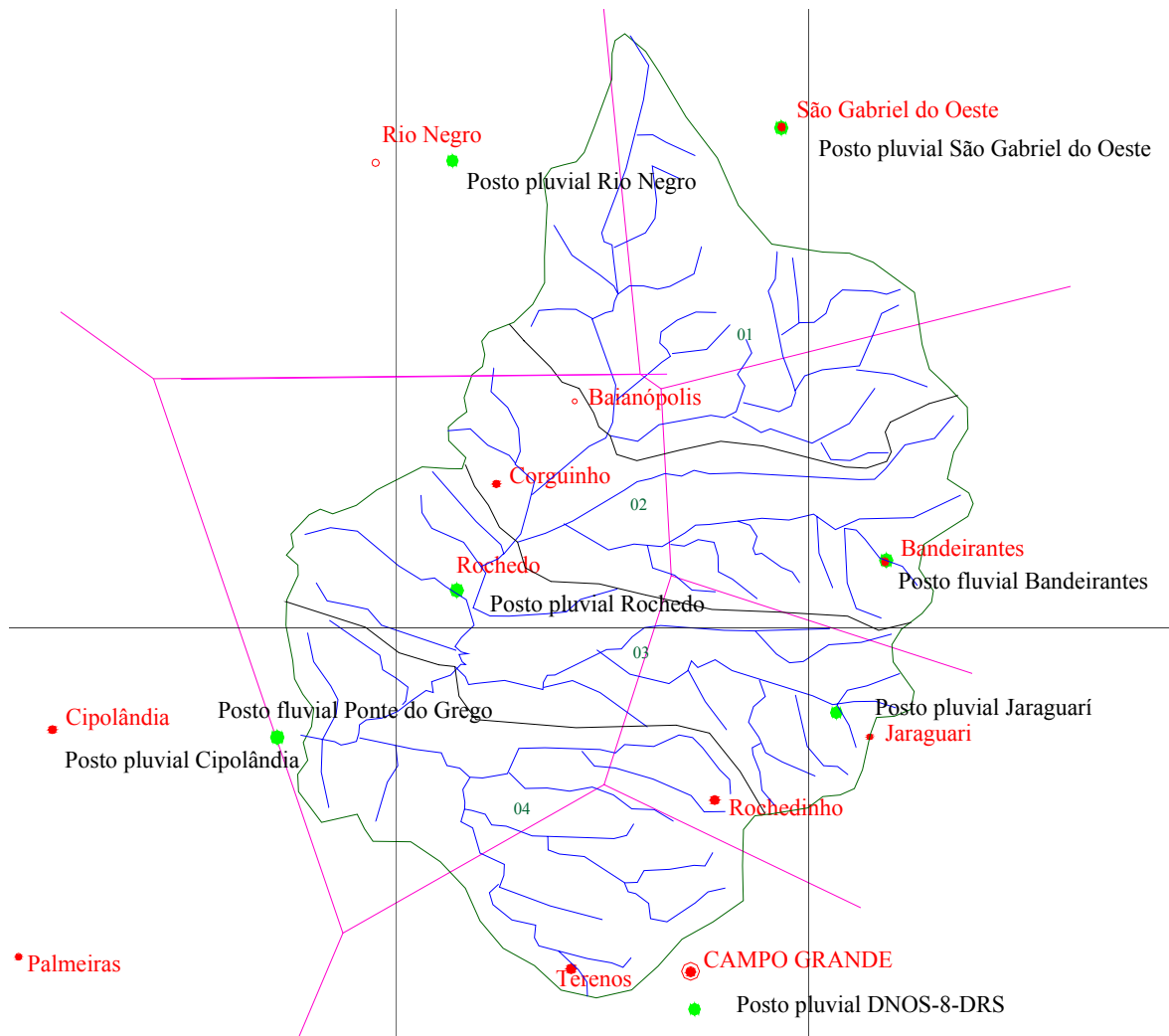


FIGURA 4.14 – Discretização da bacia de estudo em 04 sub-bacias

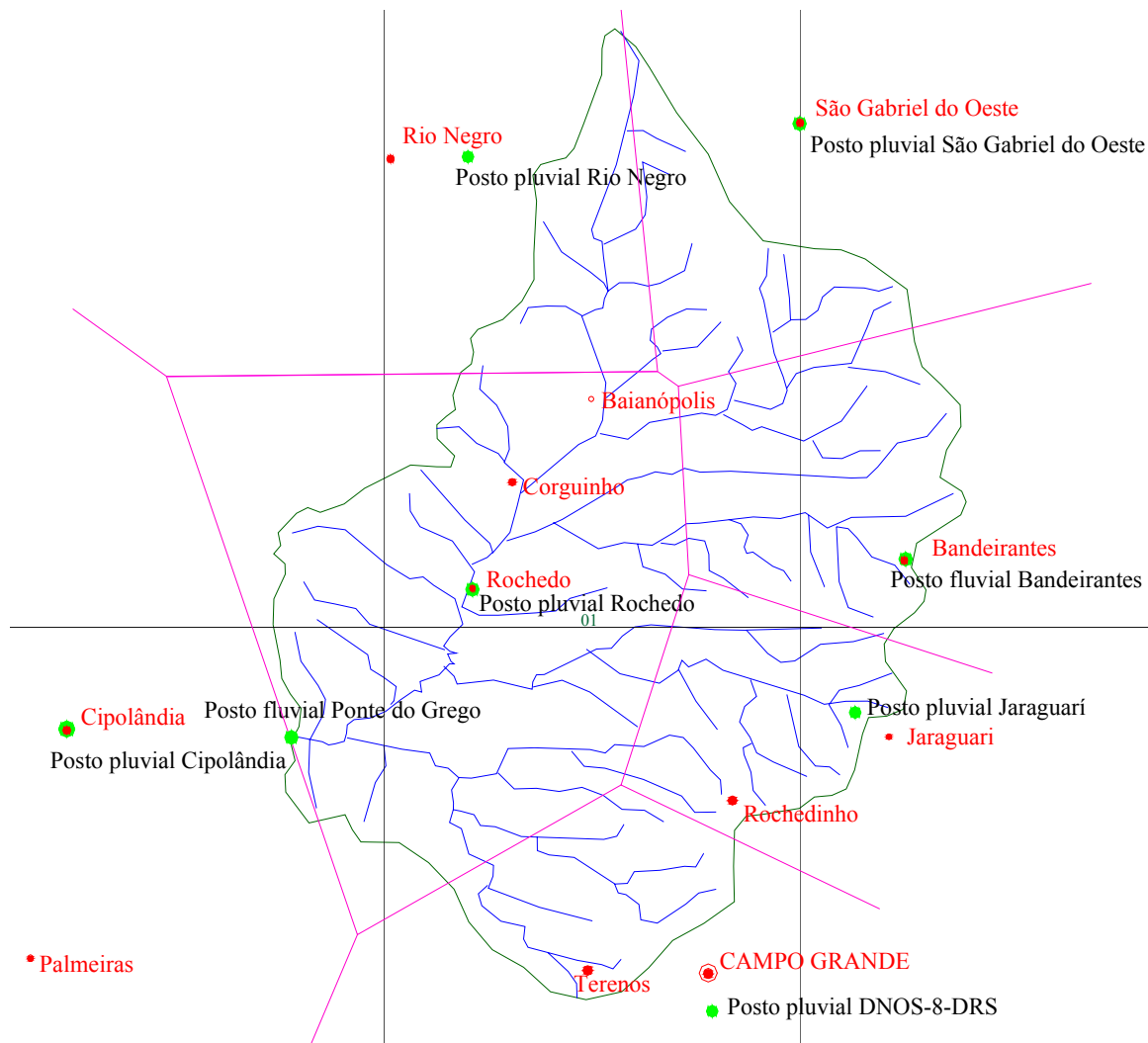


FIGURA 4.15 – Discretização da bacia de estudo em 01 sub-bacia

BEASLEY et al. (1981), apresentaram uma tabela de valores de rugosidade de terrenos, demonstrado na tabela 4.6.

Como os tipos de solo e vegetação não possuíam a mesma classificação das tabelas apresentadas por CRUCIANI(1989) e BEASLEY et al. (1981), procuramos enquadrar de forma compatível, as classes de solo e vegetação, conforme tabelas 4.7 e 4.8.

Para cada plano das sub-bacias, foram identificados os percentuais do tipo de solo e vegetação, com objetivo de determinar um valor médio do coeficiente de rugosidade. Os coeficientes de rugosidade utilizados nessa pesquisa obedecem às tabelas referentes ao tipo de solo e vegetação, apresentadas por CRUCIANI (1989) e BEASLEY et al. (1981).

TABELA 4.6 – Tabela de rugosidades de terrenos (Manning)

	Tipo de preparo	Tipo de superfície	Intervalo	Valor médio
Cultura em linha	Preparo primário Escarificador	Plana	0,070 - 0,100	0,085
		Cultivada	0,090 - 0,120	0,110
		Plana	0,080 - 0,120	0,100
		Cultivada	0,100 - 0,140	0,120
	Sem preparo	Resíduo normal	0,100 - 0,150	0,120
		Muito resíduo	0,130 - 0,170	0,150
Grama ou pastagem		Pouca cobertura	0,065 - 0,100	0,080
		Cobertura média	0,090 - 0,120	0,100
		Boa cobertura	0,100 - 0,140	0,120
Pequenos grãos		Resíduos removidos	0,090 - 0,120	0,100
		Resíduos importados	0,110 - 0,140	0,120
Florestas ou áreas de reflorestamento		Árvores pequenas	0,120 - 0,180	0,150
		Árvores grandes	0,150 - 0,250	0,200
Terra arada	Arado	Superfície plana	0,010 - 0,050	0,035
	Escarificador	Superfície rugosa	0,250 - 0,500	0,350
		Superfície plana	0,030 - 0,080	0,050
	Arado de disco	Superfície rugosa	0,150 - 0,500	0,250
		Superfície plana	0,030 - 0,070	0,040
		Superfície rugosa	0,100 - 0,400	0,200

TABELA 4.7 - Enquadramento do tipo, de solo para cálculo do coeficiente de rugosidade de Manning

Tipos de solo	Tipo do enquadramento dos solos	Coeficiente de rugosidade n, calculado
Latossolo roxo-LR Latossolo vermelho escuro-LE Areias quartzosas-AQ	A	0,035
Solos litólicos-R Podzólico vermelho amarelo-PV Latossolo vermelho-amarelo-LV	B	0,030

onde: Solo tipo A- Baixo escoamento superficial, alta infiltração;
Solos arenosos, profundos, com pouco silte e argila.

Solo tipo B- Solos menos permeáveis que os do tipo A;
Arenosos, menos profundos que os do tipo A, boa permeabilidade.

TABELA 4.8 - Enquadramento do tipo de vegetação para cálculo do coeficiente de rugosidade de Manning

Tipos de vegetação	Tipo do enquadramento dos vegetação	Coeficiente de rugosidade n, calculado
Savana arbórea densa-Sd	V1	0,150
Savana arbórea aberta-As	V2	0,120
Cobertura vegetal antrópica-Ap.S e Cobertura vegetal antrópica-Ap.2	V3	0,105
Cobertura vegetal antrópica-Ac.S	V4	0,085
Cobertura vegetal natural-SNc	V5	0,080

onde: Vegetação tipo V1- Classe de florestas densas.

Vegetação tipo V2- Classe de florestas normais.

Vegetação tipo V3- Classe de pastagens normais em curvas de nível.

Vegetação tipo V4- Classe de plantações de cereais em curvas de nível.

Vegetação tipo V5- Classe de florestas esparsas.

A tabela 4.9 exemplifica o método de cálculo para determinação de um coeficiente médio de rugosidade de Manning, em 02 sub-bacias.

TABELA 4.9 – Cálculo do coeficiente médio de rugosidade de Manning.

Bacias (nº)	Lado	Área (km²)	Coef. n	% área	Área parcial (km²)	Coef. n médio
1	Direito	28,04	0,060	30	8,41	0,065
			0,068	70	19,63	
	Esquerdo	63,15	0,060	60	37,89	0,072
			0,090	40	25,26	
2	Direito	42,40	0,068	50	21,20	0,064
			0,060	50	21,20	
	Esquerdo	29,60	0,068	60	17,76	0,068
			0,093	10	2,96	
			0,060	30	8,88	

Para a determinação do coeficiente de rugosidade de Manning em canais, foi utilizada a tabela 4.10, descrita por TUCCI (2001).

Para fins de cálculo do coeficiente de rugosidade de Manning em canais, adotamos um valor constante para todo o trecho onde $n=0,070$; por se tratar de um rio com meandros, que, em sua maior parte, possui áreas de inundação, não desconsiderando as partes com vegetação e pedra. A largura do canal foi estimada em cada seção de cálculo, levando-se em conta seu comprimento e a área de drenagem de cada trecho.

TABELA 4.10 – Coeficiente de rugosidade de Manning, para canais e rios.

Tipo	Intervalo de n
CANAIS COM REVESTIMENTO	
Pouco lisas	0,017 – 0,019
Alisado	0,010 – 0,013
Paredes rugosas	0,019 – 0,021
Paredes de terra com vegetação	0,028 – 0,032
RIOS	
Limpos e retilíneos	0,025 – 0,033
Limpos e retilíneos com vegetação	0,030 – 0,040
Com meandros, vegetação e pedra	0,033 – 0,060
Com área de inundação vegetação	0,075 – 0,150

Fonte: TUCCI (2001).

4.7. Determinação da precipitação efetiva.

Segundo TUCCI (2001), a precipitação efetiva é a parcela da precipitação total que gera escoamento superficial. Para se obter a precipitação efetiva é necessário retirar os volumes infiltrados, evaporados e retidos nas depressões. Existem vários métodos, gráficos e analíticos, para determinação da precipitação efetiva.

4.7.1. Método apresentado pelo Soil Conservation Service – SCS (1957)

O método apresentado pela SCS, segundo BAUNGARTEN (2003), considera que não existe precipitação efetiva (Q), até que as perdas iniciais (I_a), sejam integralmente satisfeitas. Assim, a ocorrência do escoamento superficial está condicionada a:

$$Q > I_a$$

Ocorrendo essa situação, o cálculo da precipitação efetiva é realizado da seguinte forma:

$$\frac{d}{S^*} = \frac{Q}{P}, \text{ que tem o seguinte significado: } \frac{\text{vol.infilt}}{\text{cap.maxima}} = \frac{\text{prec.efetiva}}{\text{prec.total}}$$

Sendo $d=P-Q$ e que, segundo a definição dos autores, a média das perdas iniciais representam 20% da capacidade máxima $S=S^*-I_a$, podemos definir a precipitação efetiva como sendo:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (4.36)$$

Porém essa equação só é válida para $P > 0,2S$. Quando $P < 0,2S$, a precipitação efetiva é nula. Para determinar a capacidade máxima da camada superior do solo S, os autores relacionam esse parâmetro com um fator CN (curva número) pela seguinte expressão:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4.37)$$

O valor de CN, varia de acordo com o tipo, condições de cobertura e condições de umidade antecedente do solo, em uma escala de 0 a 100. As tabelas contendo os valores de CN, para cada condição acima descrita, podem ser encontradas em TUCCI (2001).

Conforme MELLO et al.(2003), embora o método da Soil Conservation Service – SCS, seja comumente utilizado em bacias hidrográficas no Brasil, sua variação chegou a até 142,13%.

Para BAUNGARTEN (2003), é preferível utilizar qualquer outra forma mais precisa de calcular as perdas iniciais, do que a relação proposta pelo SCS que é: $I_a = 0,2 S$.

Nessa pesquisa, utilizou-se inicialmente, o método apresentado pelo *Soil Conservation Service-SCS*, para determinação da precipitação efetiva.

Com base nos mapas de solo e vegetação, e admitindo uma situação média de umidade correspondente à umidade da capacidade de campo; obtiveram-se os valores do parâmetro CN para determinação da precipitação efetiva. As tabelas contendo os valores de CN utilizadas nesta pesquisa podem ser encontradas em TUCCI (2001). Para a utilização dessa metodologia, usamos a mesma forma de enquadramento das classes de solo e vegetação, conforme tabelas 4.7 e 4.8.

Para cada lado de cada sub-bacia foi encontrado um valor médio de CN, proporcional à área de abrangência dos diversos tipos de solo e vegetação. Encontrado um valor médio de CN para cada plano de escoamento, aplicou-se a equação proposta pelo SCS e determinou-se a quantidade de chuva necessária para gerar escoamento superficial em cada plano das sub-bacias.

Verificou-se, que esse método, exige valores muito altos de precipitação para que sejam gerados os escoamentos superficiais. As tabelas I.1 e I.2, no apêndice I deste trabalho, mostram os resultados das precipitações necessárias, para gerar escoamento superficial, para cem sub-bacias e uma bacia, respectivamente. Com os valores obtidos e análise dos eventos de precipitação, selecionados para aplicação do modelo proposto, optou-se por analisar hidrogramas

na seção exutória (Ponte do Grego) e efetuar a separação gráfica do escoamento superficial. Nota-se, que para valores de precipitação muito inferiores aos determinados pela equação proposta pelo SCS, corresponderia um escoamento superficial de volume considerável. Assim, devido a falta de dados, para a calibração e determinação das reais perdas iniciais e com base nos dados encontrados e nos artigos descritos por MELLO et al. (2003) e BAUNGARTEN (2003), esse método foi abandonado no estudo.

4.7.2. Método proposto

O método utilizado consiste em obter a precipitação efetiva através da separação gráfica do escoamento superficial, associada a uma distribuição proporcional dos volumes em relação a quantidade precipitada em cada posto de medição.

Os hidrogramas na seção de medição, localizada na Ponte do Grego, foram obtidos em função das vazões medidas e intervalos de tempo, selecionados para os eventos de precipitação. Procurou-se, intervalos de observação, nos quais seria possível obter registros de precipitações simultâneas em todos os postos pluviométricos que influenciaram o escoamento na área de estudo.

As planilhas de dados de vazão (m^3/s) e tempo(dias), geraram os hidrogramas que, foram plotados e separados graficamente, utilizando o Microsoft Excel®; onde foram calculados o volume total precipitado e os volumes provenientes do escoamento subterrâneo e superficial.

O cálculo dos volumes obedeceu a seguinte metodologia:

- Com a área de influência (A) multiplicada pela precipitação (P), determinou-se o volume precipitado (V_{pd}) diariamente, para cada posto;
- Com a somatória dos volumes diários precipitados para cada posto, para todo período de estudo, determinou-se o volume total precipitado (V_t);
- Com a disponibilidade de dados de volumes totais diários (V_{td}), isto é, somatória diária do volume de todos os postos, e do volume total precipitado (V_t); determinou-se a porcentagem da contribuição diária total dos postos, em relação ao volume total. Essa relação teve a seguinte forma: (V_{td} / V_t).

- Com essa relação de porcentagem e com o valor do volume que gerou o escoamento superficial (V_{et}), retirado do hidrograma, distribuiu-se esse volume, diariamente, para o período de estudo (V_{ed});
- Os dados do volume total diário (V_{td}) e do volume diário de cada posto (V_{dp}), também permitem calcular a porcentagem de quanto cada posto contribui para o volume total precipitado diariamente, sobre a bacia, ficando a relação: (V_{dp} / V_{td}) ;
- Com as porcentagens provenientes da relação anterior e com os dados do volume diário que gerou o escoamento superficial (V_{ed}), determinou-se o volume diário que gerou o escoamento superficial, por posto de medição (V_{edp}).
- Assim, pode-se concluir que, dividindo a área de influência de cada posto (A), pelo valor do volume diário que gerou a precipitação efetiva por posto de medição (V_{edp}), obteve-se o valor da precipitação efetiva diariamente para a bacia em estudo, durante todo o período selecionado.

Os valores referentes às precipitações efetivas calculadas para cada bacia, serão demonstrados no capítulo de resultados e discussões.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Apresenta-se neste capítulo o processo de alimentação do modelo computacional, com as equações definidas no capítulo 4. O modelo foi alimentado com dados de uma bacia conhecida, gerando seus hidrogramas calculados, com objetivo de avaliar o seu desempenho. Efetuadas as calibrações necessárias, o modelo foi validado e pôde ser utilizado para o cálculo de novas bacias. Realizou-se o levantamento dos dados físicos e climáticos da bacia de estudo, visando aplicação do modelo. Finalmente, aplicou-se o modelo na bacia de estudo, obtendo-se os hidrogramas para os diversos níveis de discretização propostos, compatíveis com o hidrograma observado.

5.1. Modelo computacional

O modelo computacional desenvolvido, foi alimentado com os dados físicos e climáticos das bacias, obedecendo a uma ordem cronológica para o encadeamento dos dados de entrada. Modo semelhante de representação foi apresentado por DISKIN et. al.(1978), e pode ser observado na figura 5.1, aplicado à bacia em estudo.

O modelo computacional recebeu algumas nomenclaturas e condições especiais de entrada e saída; possibilitando definir quantas contribuições de montante possui a bacia em cálculo, e quais são essas contribuições; motivo esse, que exige que o encadeamento das bacias, seja realizado na ordem mencionada.

Os arquivos de alimentação dos dados físicos devem obedecer a seguinte seqüência em sua formulação:

1ª Linha	NSB
2ª Linha	TSB, NCM, CM(f(NCM)), LS,SS, NS, B0, LE, SE, NE, LD, SD, ND
3ª Linha	Idem a linha anterior f(NSB).

Os arquivos de alimentação dos dados de chuvas, com seus respectivos tempos, obedecem a seguinte seqüência:

1ª Linha	NCE, NCD
2ª Linha	TE0, IOE
3ª Linha	TD0, I0D
4ª Linha	idem a 1ª, 2ª e 3ª linha, f(Número de tempo de chuva)

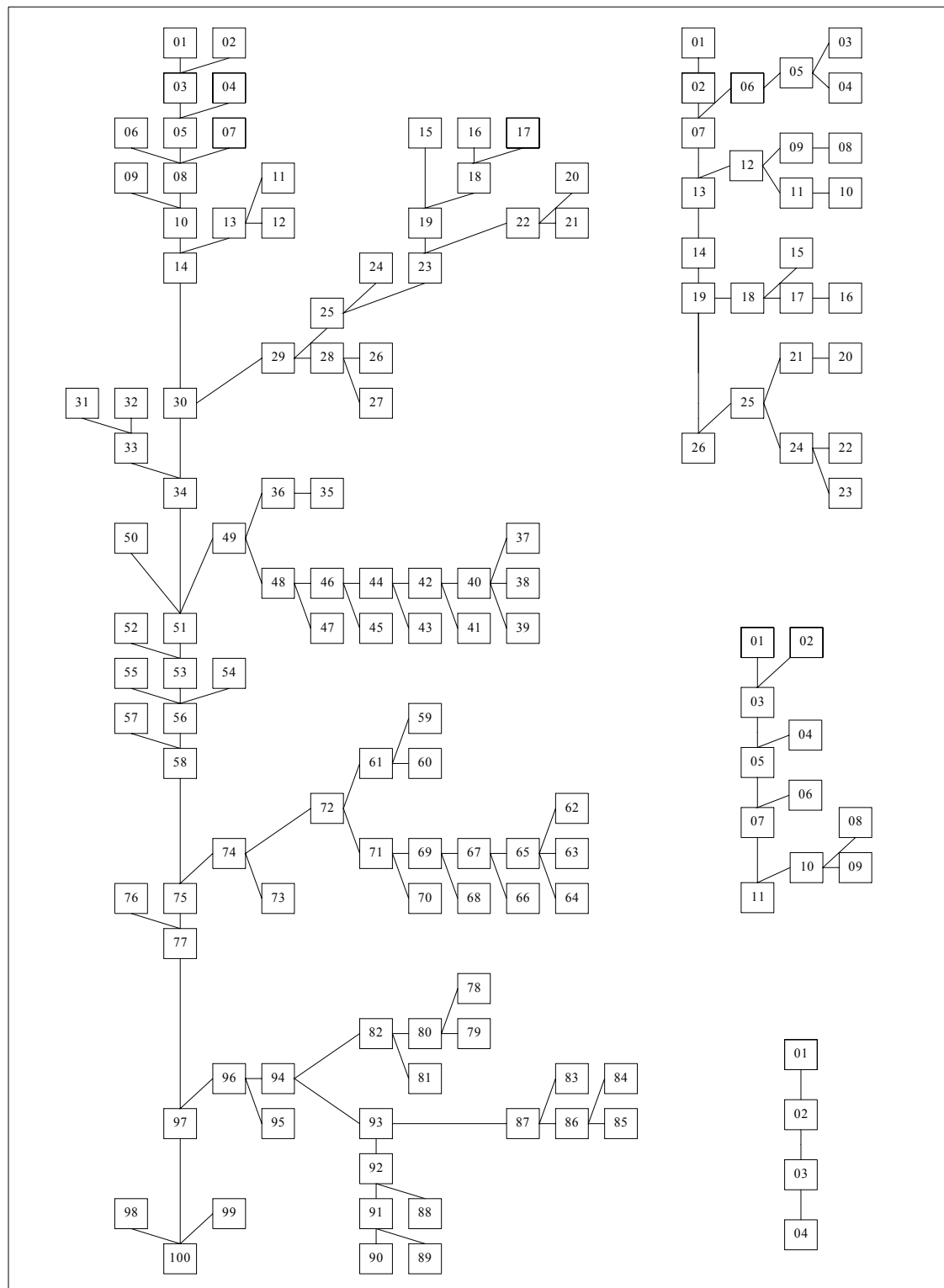


FIGURA 5.1 – Esquema de encadeamento das sub-bacias para alimentação do modelo

5.2. Validação do modelo

Conforme HERNANDEZ et al. (2001), a vazão e a qualidade da água de um manancial são sensivelmente afetadas pela pluviosidade que ocorre na bacia hidrográfica.

Na bacia hidrográfica, proposta por STEPHENSON et al. (1986), escolhida para calibração e validação do modelo, foram obtidas as características físicas, descritas na tabela 4.2.

Cabe ressaltar que STEPHENSON et al. (1986), utilizou métodos gráficos para obtenção do hidrograma resultante da bacia, ocasionando aproximações entre valores gráficos e calculados, conforme podem ser observados na tabela 5.1. Essas aproximações ocasionaram uma diferença entre o hidrograma calculado pelo modelo proposto e calculado por STEPHENSON et al. (1986).

TABELA 5.1 – Diferença entre os valores calculados analítica e graficamente, por STEPHENSON et al. (1986).

Item	Valores calculados	Valor utilizado graficamente
F	0,118	0,0
G	0,44	0,5
TD	1,934	Intervalo entre as curvas – 1,5 – 2,0

Para validação do modelo proposto, foi selecionado o evento de chuva descrito por STEPHENSON et al. (1986), e posteriormente, associados a variações de tempo e intensidade. Devido às inúmeras possibilidades de simulações de cenários, e para não se tornar um trabalho repetitivo, apresentamos somente cinco casos de simulações do escoamento nas bacias. Os dados referentes aos cinco casos simulados estão contidos na tabela 5.3.

1º Caso - Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração (t) de 1,2 h; igual ao calculado por STEPHENSON et al. (1986). O hidrograma comparativo entre os dois métodos utilizados para cálculo do escoamento superficial, podem ser observados na figura 5.2. O calculo apresentou o volume total escoado, medido na exutória, correspondente a toda bacia, igual a 0,6248 (m³/s/h).

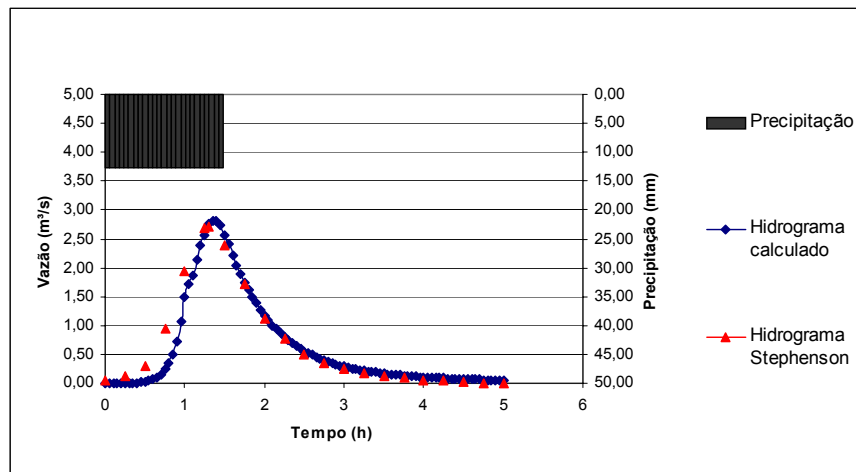


FIGURA 5.2 – Hidrograma comparativo entre os métodos: proposto e calculado por STEPHENSON et al. (1986).

2º Caso – Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração (t) de 1,2 h; igual ao calculado por STEPHENSON et al. (1986), porém a bacia original foi discretizada em 02 sub-bacias de comprimentos iguais. Os dados de largura, declividade, rugosidade e largura do canal permaneceram constantes para essa simulação. A figura 5.3 ilustra o hidrograma comparativo entre as duas bacias. O volume total calculado, escoado na saída da 1ª bacia, foi de 0,3162 (m³/s/h), e o volume total, na exutória da 2ª bacia, acrescido do volume de entrada da 1ª bacia, foi de 0,6259 (m³/s/h).

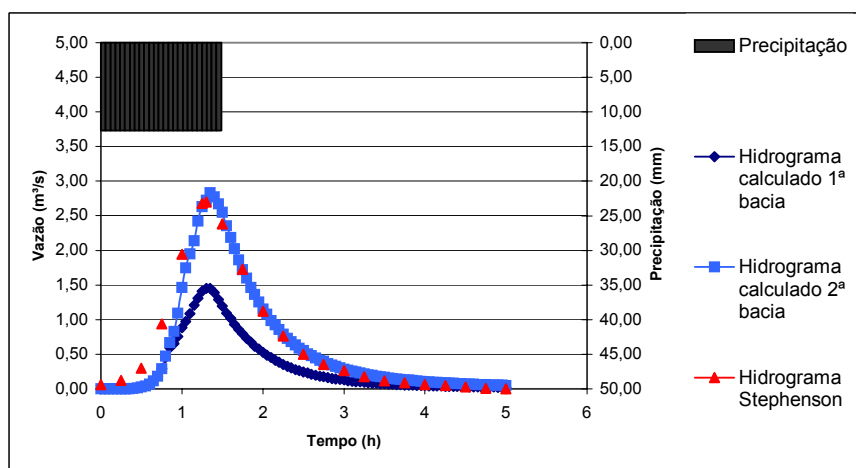


FIGURA 5.3 – Hidrograma para verificação dos níveis de discretização das sub-bacias – bacia discretizada em 02 sub-bacias.

3º Caso – Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h somente na segunda bacia; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração (t) de 1,2 h. A bacia original foi discretizada em 02 sub-bacias de comprimentos iguais. Os dados de largura, declividade, rugosidade e largura do canal permaneceram constantes para essa simulação. A figura 5.4 ilustra o hidrograma comparativo entre as duas bacias. Considerando que não houve chuva na 1ª bacia, o volume total escoado na exutória da 2ª bacia foi de 0,3171 (m³/s/h),.

4º Caso - Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração (t) de 1,2 h. Porém essa precipitação foi distribuída em 02 intervalos de 0,3 h com chuva, 02 intervalos de 0,3 h sem chuva e mais 02 intervalos de 0,3 h com chuva. O hidrograma comparativo entre os dois métodos utilizados para cálculo do escoamento superficial, podem ser observados na figura 5.5. Sendo, o volume total escoado de 0,6234 (m³/s/h), verificamos que o volume de chuva se mostrou compatível, para a mesma quantidade precipitada que nos casos 1 e 2, porém com intervalos de tempo variados.

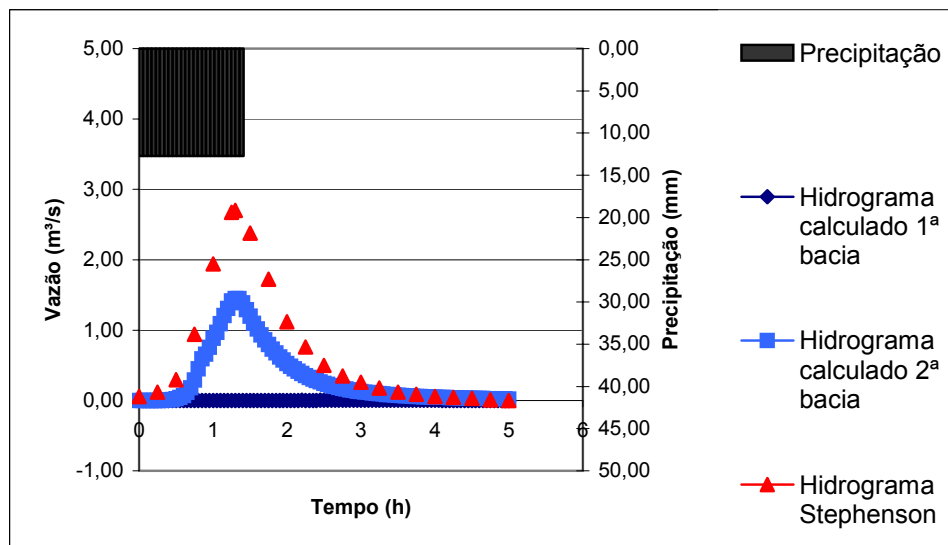


FIGURA 5.4 – Hidrograma para verificação de diferentes intensidades e níveis de discretização das sub-bacias.

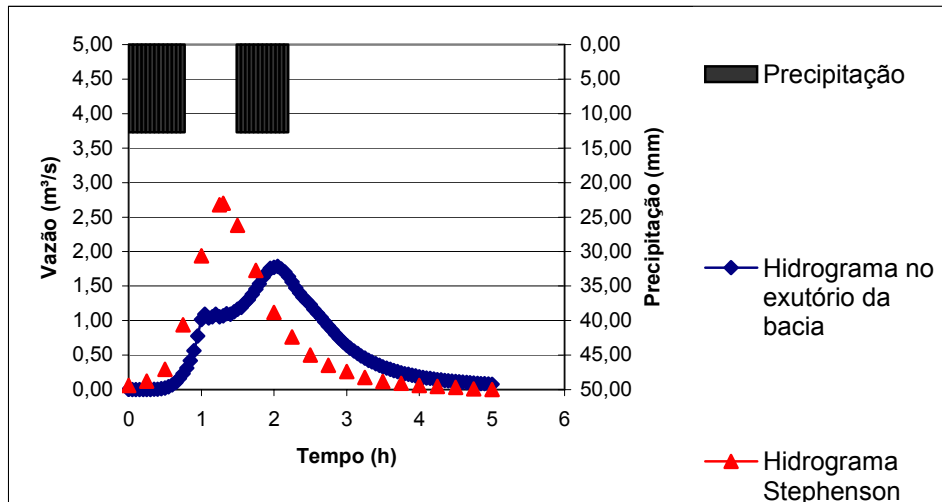


FIGURA 5.5 – Hidrograma para verificação de diferentes intensidades e intervalos de tempo das chuvas.

5º Caso - Foi aplicado um evento de chuva com intensidade de 12,70 mm/h; tempo de concentração igual a 1,034 h e tempo de duração (t) de 1,2 h. Porém essa precipitação foi distribuída em 02 intervalos de 0,3 h sem chuva, 04 intervalos de 0,3 h com chuva. O hidrograma comparativo entre os dois métodos utilizados para calculo do escoamento superficial, podem ser observados na figura 5.6. Sendo o volume total escoado igual a 0,6219 (m³/s/h), verificamos a compatibilidade dos dados calculados.

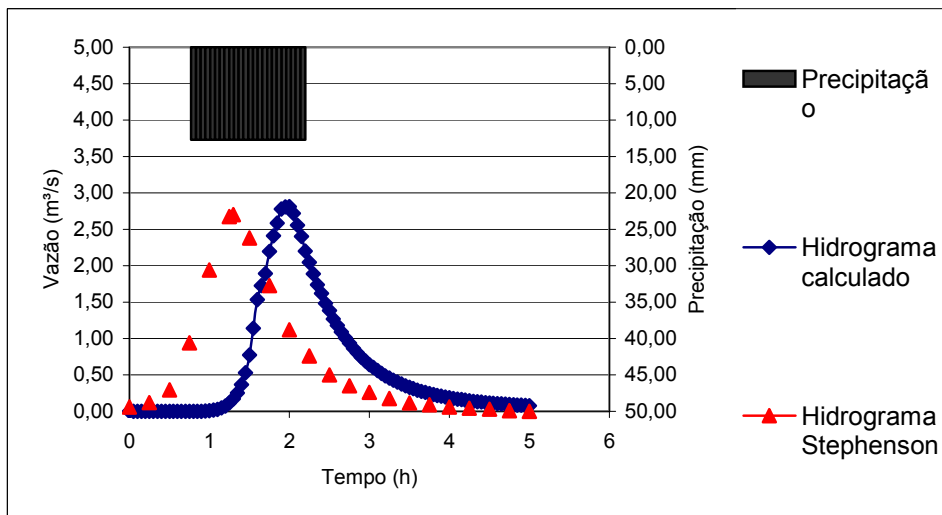


FIGURA 5.6 – Hidrograma para verificação de diferentes intensidades e intervalos de tempo das chuvas.

Outros testes foram realizados com o objetivo de avaliar o modelo proposto. Foram realizadas simulações de eventos de chuva em lados diferentes, em um mesmo lado das bacias e em bacias discretizadas em forma de “Y”; apresentando hidrogramas e volumes compatíveis aos calculados em situações semelhantes. Depois de realizados todos os testes de verificação, concluiu-se, que modelo proposto apresenta resultados satisfatórios para os diferentes níveis de discretização e para diversas durações e intensidades de chuvas, aplicados à bacia de estudo, proposta por STEPHENSON et al. (1986).

5.2.1. Análise estatística do modelo

O processo de calibração do modelo proposto foi avaliado utilizando somente os valores referentes aos volumes calculados e observados nos hidrogramas na seção da Ponte do Grego (observada), para os diversos eventos selecionados. Para avaliar os dados simulados pelo modelo durante o período de calibração, utilizou-se de métodos gráficos e estatístico.

O critério de ajuste utilizado calculou o valor do desvio (D_v) e o erro quadrático médio (EQM), para os cinco eventos selecionados, conforme mostra a tabela 5.3.

TABELA 5.2 – Cálculo do desvio e do erro quadrático médio na validação do modelo

Caso	Valor observado na bibliografia (E)	Valor calculado pelo modelo (E^*)	D_v (%)	$(E - E^*)^2$
1	0,6496	0,6248	3,8177	0,0006
2	0,6496	0,6259	3,6484	0,0005
3	0,6496	2 x 0,3175 = 0,6350	2,2475	0,0002
4	0,6496		4,0332	0,0006
5	0,6496	0,6219	4,2641	0,0007
Erro Quadrático Médio – (EQM) =				0,0533

Como durante o processo de calibração, o valor do desvio- D_v não atingiu valores iguais ou superiores a $\pm 5\%$ e o erro quadrático médio - EQM foi consideravelmente pequenos, entre os valores calculados e observados, concluímos que o processo de calibração foi satisfatório e poderá ser finalizado.

5.3. Dados físicos e climáticos da bacia de estudo

5.3.1 Dados físicos

Os dados físicos como comprimento do canal principal (km), área dos planos laterais

(km²), retangularização dos planos laterais (km²), comprimento das curvas de nível (km), declividade equivalente constante da bacia (km/km), declividade do canal principal (km/km) e largura estimada do canal (m), foram obtidos e calculados para os diferentes níveis de discretização proposto pelo trabalho.

O processo de retangularização dos planos laterais consiste em determinar uma largura média para cada plano, através da operação:

$$\text{Largura média} = (\text{Área do plano/comprimento do canal}).$$

Para o cálculo das declividades dos canais e dos planos laterais, foram utilizadas as equações 4.34 e 4.35, respectivamente, obtendo-se os valores constantes no Anexo B deste trabalho. Também, são partes integrantes desta tabela os demais dados físicos característicos de cada sub-bacia.

A área de influência de cada posto foi calculada, conforme a tabela 5.3, após o traçado do polígono de Thiessen, determinando a distribuição das precipitações sobre a bacia.

Tabela 5.3 – Área de influência dos postos pluviométricos na bacia de estudo

ÁREA DOS POSTOS		
Postos	Nº Posto - ANA	Area (km ²)
Jaraguari	2054019	780,85
DNOS	2054014	641,37
Bandeirantes	1954005	1109,49
Rio Negro	1954003	549,02
Rochedo	1954002	2635,53
São Gabriel	1954007	629,90
Cipolândia	2055001	22,93
Total:		6369,09

5.3.2. Dados climáticos

No presente trabalho entende-se por dados climáticos as precipitações contidas no intervalo de chuva escolhido para a aplicação do modelo.

Os dados de chuva foram obtidos através do site da Agência Nacional de Águas – ANA, denominado BRASIL (2004). Para determinação dos intervalos de chuvas, buscamos isolar dois eventos que configurassem um hidrograma bem definido, com objetivo de melhor análise final dos dados obtidos. Em função da escassez de dados, procuramos iniciar a análise verificando os

anos em que todos os postos pluviométricos contivessem medições de chuvas, como se verifica na tabela 5.4.

TABELA 5.4 – Registro de anos com medições pluviométricas e fluviométricas.

Postos	REGISTRO DE MEDIÇÕES ANUAIS																									
Pte Grego (Q)																										
Bandeirantes																										
DNOS																										
Jaraguari																										
Rio Negro																										
Rochedo																										
São Gabriel																										
Cipolândia																										

onde: **NP** -> N° em vermelho - Anos com leituras de vazões interrompidas
Amarelo -> Anos com medições de chuva e vazão coincidentes nos postos

Com os anos selecionados, fez-se a análise da configuração dos hidrogramas de cada ano, selecionando assim, os anos de 1995 e 1998, para a realização dos estudos propostos, escolhendo assim dois eventos, como observa na figura 5.7 e 5.8. Nestas figuras, para o traçado em azul, o valor das ordenadas se referem a vazões (m^3/s), para os demais traçados, o valor da ordenada se refere a precipitações diárias (mm/dia).

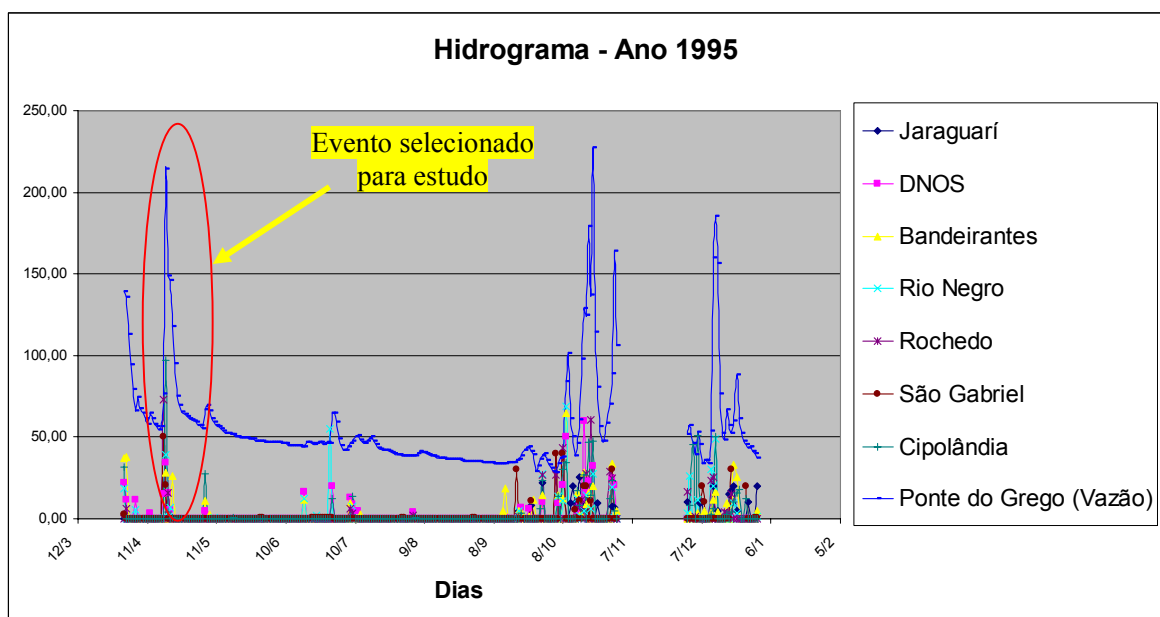


FIGURA 5.7 – Hidrograma do ano de 1995

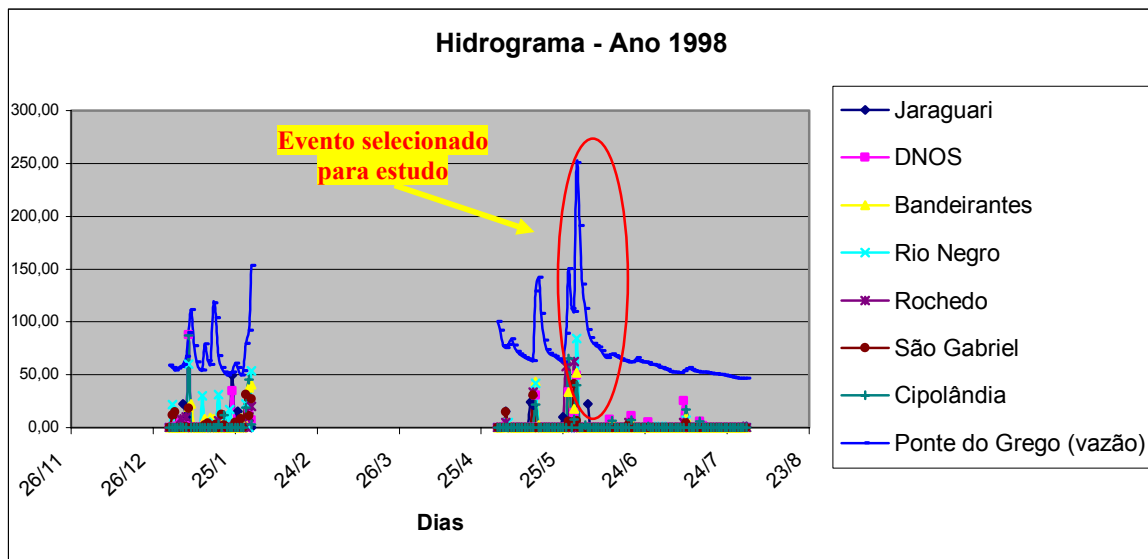


FIGURA 5.8 – Hidrograma do ano de 1998

Com os dados de precipitação e vazão selecionados, aplicamos a metodologia descrita no item 4.7.2 deste trabalho, determinando a precipitação efetiva dos eventos selecionados, referentes aos anos de 1995 e 1998, conforme demonstrado nas tabelas 5.5 e 5.6 respectivamente.

TABELA 5.5 – Precipitação efetiva e vazão no período selecionado, no ano de 1995.

[illegible]

TABELA 5.6 – Precipitação efetiva e vazão no período selecionado, no ano de 1998.

Data	Precipitação efetiva (mm/dia)							Vazão (m³/s)
	Jaraguari	DNOS	Bandeirantes	Rio Negro	Rochedo	São Gabriel	Cipolândia	Ponte do Grego
25/05/98	1,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	61,70
26/05/98	0,00	0,00	0,00	0,00	6,15	0,00	0,00	88,75
27/05/98	0,00	3,59	3,58	0,00	0,00	0,60	7,00	150,47
28/05/98	0,00	0,10	0,37	0,00	0,00	0,00	0,00	112,40
29/05/98	0,00	1,54	1,87	0,00	6,66	4,44	0,81	109,48
30/05/98	0,00	5,30	5,54	8,99	0,00	0,70	4,31	250,58
31/05/98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	191,12
01/06/98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	135,56
02/06/98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,27	112,40
03/06/98	2,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	92,73
04/06/98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	84,87
05/06/98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	79,82
06/06/98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	77,35
07/06/98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	76,13

As precipitações efetivas foram distribuídas de acordo com a área de influencia de cada posto, para os diferentes níveis de discretização. No Anexo C deste trabalho, podem-se verificar os valores das referidas precipitações efetivas, distribuídas para uma, quatro, onze, vinte e seis e cem bacias, para o ano de 1995. Os valores e cálculos realizados para o ano de 1998, foram obtidos e realizados, analogamente aos do ano de 1995.

5.4. Determinação dos hidrogramas calculados.

Ajustado satisfatoriamente o modelo proposto, e após a coleta e cálculo de todos os dados físicos e climáticos das bacias, para os diferentes níveis de discretização, alimentou-se o programa computacional obtendo-se os hidrogramas para toda a bacia e sub-bacias envolvidas neste trabalho.

Devido ao grande número de hidrogramas fornecidos pelo modelo, resolveu-se imprimir, a título de exemplo, as tabelas constantes do Anexo D, que mostram os resultados das vazões calculadas (Q_c) e observadas (Q_{obs}) para todos os níveis de discretização da bacia, para o ano de 1995. Os valores previstos para a rugosidade, sofreram uma alteração com objetivo de ajustar o pico e o tempo de pico do hidrograma. A tabela 5.7 e 5.8, ilustram os valores entre a

vazão de pico calculada e a observada, bem como seus respectivos erros, para os anos de 1995 e 1998, respectivamente.

O erro médio das vazões de pico calculadas- $EPM(\%)$ é a somatória dos D_v dividido pelo número de medições.

TABELA 5.7 – Calculo do desvio e do erro médio das vazões de pico na bacia de estudo – evento ocorrido no ano de 1995.

Número de sub-bacias	Vazão de pico observada (m³/s)	Vazão de pico calculada (m³/s)	D_v (%)
01	159,23	153,07	3,86
04	159,23	146,19	8,18
11	159,23	158,16	0,67
26	159,23	152,99	3,92
100	159,23	142,40	10,56
			$EPM(\%) = 5,44$

No caso do evento ocorrido no ano de 1998, observou-se dois picos do hidrograma, onde podemos fazer as seguintes análises constantes na tabela 5.8.

TABELA 5.8 – Calculo do desvio e do erro médio das vazões de pico na bacia de estudo - evento ocorrido no ano de 1998.

Número de sub-bacias	Vazão de pico (1) observada (m³/s)	Vazão de pico (2) observada (m³/s)	Vazão de pico (1) calculada (m³/s)	Vazão de pico (2) calculada (m³/s)	$D_{v(1)}$ (%)	$D_{v(2)}$ (%)
1	88,77	188,88	82,83	174,83	6,69	7,44
4	88,77	188,88	77,79	178,78	12,37	5,35
11	88,77	188,88	102,29	176,61	15,23	6,50
26	88,77	188,88	103,61	178,65	16,72	5,41
100	88,77	188,88	91,65	161,81	3,24	14,33
					$EPM - 1 (\%) = 10,85$	$EPM - 2 (\%) = 7,80$

Onde: Índice - (1) se refere ao valor do primeiro pico ocorrido no evento selecionado

- (2) se refere ao valor do segundo pico ocorrido no evento selecionado

O evento selecionado, referente ao ano de 1998, possui dois picos de vazão, motivo esse, que o escolhemos, para teste do modelo.

Como os dados de chuva são diários, o valor da precipitação efetiva foi igualmente distribuído ao longo do dia. Na obtenção da intensidade, tal distribuição pode não refletir a realidade local, mais em função da falta de dados horários em menor escala, utilizou-se este tipo de distribuição.

A tabela 5.9 e figura 5.9 apresentam o resultado final, onde pode-se observar os valores referentes a vazões, tempos, volumes, tempo e vazão de pico, e para os diferentes níveis de discretização, para o evento selecionado no ano de 1995.

TABELA 5.9 – Resultado final das bacias discretizadas – evento 1995.

Dias	Tempo (h)	Qobs	Qc 1 bacia	Qc 4 bacias	Qc 11 bacias	Qc 26 bacias	Qc 100 bacias
	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	24	2,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	48	21,85	94,58	115,17	104,11	117,06	124,48
3	72	159,23	153,07	146,19	158,16	152,99	142,40
4	96	94,20	113,08	109,80	113,25	110,31	114,55
5	120	91,18	62,46	56,07	57,02	55,19	54,63
6	144	63,15	33,63	30,88	26,38	24,86	18,53
7	168	40,22	23,61	24,85	24,46	24,35	28,32
8	192	20,50	12,86	12,47	10,72	9,34	13,73
9	216	14,58	5,01	4,69	2,80	2,68	4,29
10	240	10,55	1,30	1,41	0,43	0,62	1,01
11	264	8,82	0,23	0,32	0,05	0,13	0,11
12	288	7,70	0,03	0,06	0,00	0,03	0,00
13	312	6,57	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00
14	336	5,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	360	4,93	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
16	384	4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
17	408	2,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18	432	2,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	456	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	480	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vol =		26,69	23,80	23,90	23,68	23,69	23,91
EQM VOL =			2,88	2,78	3,00	2,99	2,78
Desvio do volume (%) =			10,81	10,43	11,25	11,21	10,41
EQM PICO =			19,71	24,05	22,36	24,89	26,91
Desvio de pico (%) =			3,86	8,18	0,67	3,92	10,56

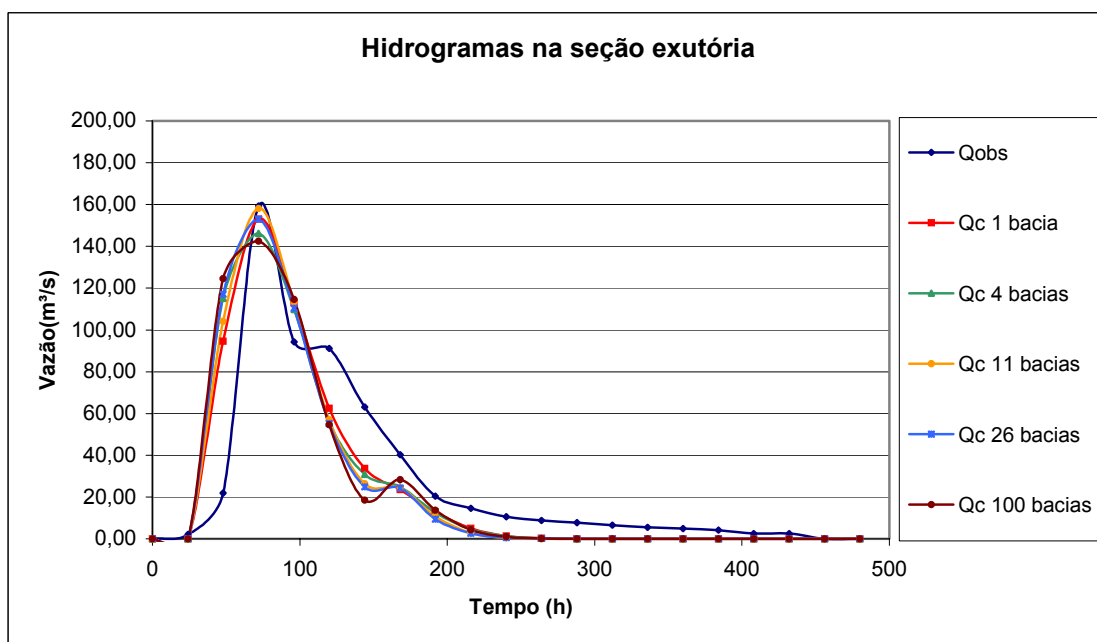


FIGURA 5.9 – Hidrograma final das bacias de estudo discretizadas – evento 1995.

A tabela 5.10 e figura 5.10 apresentam o resultado final, onde pode-se observar os valores referentes a vazões, tempos, volumes, tempo e vazão de pico, e para os diferentes níveis de discretização, para o evento selecionado no ano de 1998.

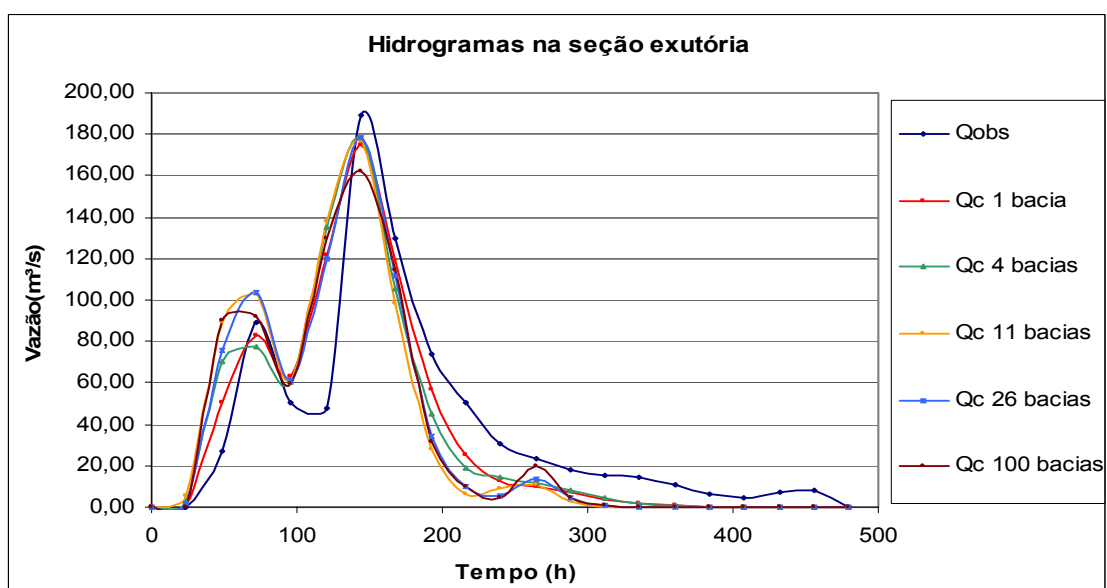


FIGURA 5.10 – Hidrograma final das bacias de estudo discretizadas – evento 1998.

TABELA 5.10 – Resultado final das bacias discretizadas – evento 1998.

Dias	Tempo (h)	Qobs	Qc 1 bacia	Qc 4 bacias	Qc 11 bacias	Qc 26 bacias	Qc 100 bacias
	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	24	0,00	1,33	2,88	5,60	1,39	0,36
2	48	27,05	50,71	69,93	89,24	75,42	89,67
3	72	88,77	82,83	77,79	102,29	103,61	91,65
4	96	50,70	63,36	60,80	61,66	61,41	59,67
5	120	47,78	121,60	135,00	137,62	119,86	129,48
6	144	188,88	174,83	178,78	176,61	178,65	161,81
7	168	129,42	118,67	105,44	98,55	111,51	114,26
8	192	73,86	56,67	44,63	27,97	34,06	31,75
9	216	50,70	25,13	19,04	5,91	9,90	9,57
10	240	31,03	13,05	14,04	9,06	5,80	4,22
11	264	23,17	9,81	12,05	10,83	13,65	19,83
12	288	18,12	6,77	8,02	2,36	4,77	4,94
13	312	15,65	4,00	4,14	0,21	1,26	0,68
14	336	14,43	1,76	1,64	0,01	0,24	0,03
15	360	10,83	0,58	0,52	0,00	0,03	0,00
16	384	6,74	0,14	0,14	0,00	0,00	0,00
17	408	4,45	0,03	0,04	0,00	0,00	0,00
18	432	7,32	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
19	456	7,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	480	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vol =		37,94	34,82	34,99	34,66	34,36	34,19
EQM VOL =			3,12	2,95	3,28	3,58	3,76
Desvio do volume (%)			8,23	7,77	8,65	9,44	9,90
EQM PICO =			14,05	10,10	12,27	10,22	27,06
Desvio de pico (%) =			7,44	5,35	6,50	5,41	14,33

A título de ilustração, apresenta-se no Anexo E, os hidrogramas para uma, quatro e onze bacias, calculado bacia por bacia, aplicados no evento ocorrido em 1995. Para um melhor entendimento dos hidrogramas apresentados, observa-se a figura 5.1, seguindo a ordem hierárquica das sub-bacias estudadas, para um melhor entendimento dos mesmos.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Para aplicação do modelo apresentado, a principal e necessária exigência é que a alimentação dos dados físicos e climáticos obedeam a metodologia proposta. No caso dos dados físicos, os mesmos deverão estar dispostos de forma hierárquica do escoamento, de modo que, quando uma sub-bacia ($x+k$) receber contribuição de montante, seu contribuinte deverá ser a sub-bacia (x). Os dados climáticos, que neste trabalho entende-se como sendo o número de chuvas e os dados pluviométricos, deverão obedecer o número de eventos envolvidos, para as n sub-bacias do sistema e estar dispostos na ordem crescente, isto é, para a sub-bacia (x), sub-bacia ($x+1$), bacia (n).

O método de cálculo utilizado para a resolução da equação da onda cinemática, foi o método das diferenças finitas. Para se chegar a uma boa estabilidade do modelo e a obtenção de resultados compatíveis ao proposto por STEPHENSON et al. (1986) durante a fase de calibração, foram necessários modelar sobre vários cenários de discretização no tempo e no espaço.

Devido ao tamanho da bacia de estudo, com cerca de 6.369,09 Km², houve a necessidade de executar uma distribuição espacial da precipitação, de acordo com a área de abrangência de cada posto pluviométrico. Em função da considerável distância entre estes postos pluviométricos, podem-se ter dois casos distintos; no primeiro caso pode ter ocorrido chuvas isoladas nas áreas entre os postos sem registro de medições, ou chuvas isoladas somente na área dos postos sendo considerada como distribuída em toda sua área de influência, ocasionando erros.

Os valores de precipitação nos postos pluviométricos são expressos em mm/dia; assim, tivemos que considerar essa precipitação como uniformemente distribuída ao longo do dia. Este procedimento pode levar a resultados de vazões e tempos de pico que não condizem com a realidade local.

Para minimizar os efeitos desta distorção, seria necessária a implantação de um maior número de postos pluviométricos e fluviométricos na região estudada, bem como o registro de medições em menores intervalos; considerando a importância estratégica da região estudada como grande contribuidora na formação do pantanal brasileiro.

Concluimos que os objetivos propostos por este trabalho foram alcançados, pois o modelo matemático e computacional desenvolvido possibilitou a obtenção dos hidrogramas nas diversas sub-bacias, formadoras de uma bacia maior, respeitando a continuidade do processo, além de reproduzir hidrogramas na exutória com grande aproximação do hidrograma observado.

Recomenda-se que novos estudos, com maior nível de detalhamento e investigações *in loco*, possam avaliar melhor as dimensões dos canais, rugosidades, e declividades, dando continuidade à metodologia proposta por este trabalho, buscando resultados ainda mais condizentes com a realidade local. Sua contribuição poderá avançar em diversos setores que envolvem os recursos hídricos, desde a quantificação da quantidade outorgada a terceiros até uma avaliação mais detalhada da dinâmica fluvial.

V – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ABBOT, M. B.; BATHURST, J. C.; CUNGE, J. A.; O'CONNELL, P. E.; RASMUSSEN, J. An introduction to the European Hydrological System – Système Hydrologique Européen, “SHE”, 1: history and philosophy of a physically-based, distributed modeling system. **Journal of Hydrology**, 87, p.45-59, 1986a.

ALBUQUERQUE, A. S. O.; CURI, W.F.; CURI, R. C.; ANDRADE, P. R. G. S. Uma aplicação dos modelos chuva-vazão TANK MODEL e SMAP a duas bacias hidrográficas: MAMUABA e SALOBRO. In: VI SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE, 2002, Maceió. **Anais....** Maceió: ABRH, 2002.

ASCE, American Society of Civil Engineers. Task Committee on Definition of Critéria for Evaluation of Watershed Models of the Watershed Management Committee, Irrigation and Drainage Division. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v.119, n.3, p.429-442, 1993.

BARTH, F. T.; POMPEU, C. T.; FILL, H. D.; TUCCI, C. E. M.; KELMAN, J.; BRAGA JR., B. P. F. **Modelos para gerenciamento de recursos hídricos**. São Paulo: Nobel, 1987.

BAUNGARTEN, A. P.; FELIX, D.; MULLER, M. Determinação da precipitação efetiva na bacia do Rio Chopim através do método da curva número do SCS. SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 2003, Curitiba. **Anais....** Curitiba: ABRH, v.1, 2003.

BEASLEY, D. B.; HUGGINS, L. F. **Answers user's manual**. Chicago. United States Enviromental Protection Agency. Region V. 51p. 1981.

BERGSTROM, S.; GRAHAM, L. P. On the scale problem in hydrological modeling. **Journal of Hydrology**, 211, p.253-265, 1998.

BEVEN, K. Changing ideas in hydrology: the case of physically – based models. **Journal of Hydrology**, 105, p.157-172, 1989.

BEVEN, K. et al. TOPMODEL. In: SINGH, V. P. Computer Models of Watershed Hydrology. **Water Resource Publications**, Colorado, p.627-668, 1995.

- BEVEN, K. TOPMODEL: a critique. **Hydrological Processes**, v.11, p.1069-1085, 1997.
- BIEMBENGUT, Maria Salett. **Modelagem matemática no ensino**. São Paulo: Contexto, 2003.
- BLANDFORD, G. E.; MEADOWS, M. E. Finite element simulation of nonlinear kinematic surface runoff. **Journal of Hydrology**, 119, p.335-356, 1990.
- BORATTO, F. **BASIC para engenheiro e cientistas**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros técnicos científicos editora S.A., 1987.
- BRASIL(2004). ANA–Agência Nacional de Águas. Hidroweb. <http://www.ana.gov.br>. (20 nov).
- CHERY, D. L.; CLYDE, C. G.; SMITH, R. E. An application runoff model strategy for ungaged watersheds. **Water Resources Bulletin**, v.15, n.4, ago.1979.
- CRUCIANI, D. E.; **A drenagem na agricultura**. São Paulo. Ed. Nobel. 4ª ed. 1989.
- CURI, W.F.; CURI, R. C. TANK MODEL: discretizações explícita e implícita. In: V SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE, 2000, Natal. **Anais....** Natal: ABRH, v.2. 2000.
- DESAI, C. S. **Elementary finite element method**. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1979.
- DISKIN, M. H.; SIMPSON, E. S. A quasi-linear spatially distributed cell model for the surface runoff system. **Water Resources Bulletin**, v.14, n.4, 1978.
- DOOGE, J. C. I. The linear theory of hydrologic systems. **Technical Bulletin U. S. Department of Agriculture**, n.1468, 1973.
- DUNNE, T. Relation of field studies and modeling in the prediction of storm runoff. **Journal of Hydrology**, 65, p.25-48, 1983.
- EID, N. J.; CAMPANA, N. A.; COSTA, J. Aplicação de distintas discretizações espaciais no modelo hidrológico concentrado precipitação-vazão HEC-HMS. In: XV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 2003, Curitiba. **Anais....** Curitiba-PR: ABRH, 2003.

GUPTA, V. K.; WAYMIRE, E. On the formulation of an analytical approach to hydrologic response and similarity at the basin scale. **Journal of Hydrology**, 65, p.95-123, 1983.

HALL, F. G.; STREBEL, D. E.; SELLERS, P. J. Linking Knowledge among spatial and temporal scales: vegetation, atmosphere, climate and remote sensing. **Landscape Ecology**, 2 (1), p.3-22, 1988.

HERNANDEZ, F.B.T.; LEMOS FILHO, M.A.F.; BUZETTI, S. **Cinturão Verde** : projeto piloto de agricultura irrigada em Ilha Solteira - Reestruturação. Ilha Solteira: UNESP, 2001. 29p. (Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil).

HEWLETT, J. D. **Principles of forest hydrology**. Athens: University of Georgia, 1982.

KALAF F., A. **Computação–Linguagem BASIC**. Lins - S.P.: Escola de engenharia de Lins, 1986.

KITE, G. W.; KOUWEN, N. Watershed modeling using land classification. **Water Resources Research**, v.128, n.12, p.3193-3200, 1992.

KLEMES, V. Conceptualization and scale in hydrology. **Journal of Hydrology**, 65, p. 1-23, 1983.

LANÇA, R. M. M., RODRIGUES, A. C. Um modelo distribuído de precipitação/escoamento superficial. In: 5º Congresso da Água, 2000, Lisboa. **Anais...**Lisboa. Portugal: APRH.

LEWIS, D.; SINGER, M. J.; TATE, H. W. Applicability of SCS Curve Number Method for a California Oak Woodlands Watershed. *Journal of Soil and Water Conservation*, Ankery, v.53, n.2, p. 226-230, 2000.

LIGGETT, J. J. Basic equations of unsteady flow. In: MAHMOOD, K.; YEVJEVICH, vol. Unsteady flow in open channels. **Water Resources Publications**, Fort Collins, 1975.

LOPES, J. E. G.; BRAGA JR., B. P. F.; CONEJO, J. G. L. **A Simplified Hydrological Model**. In: International Symposium on Rainfall-Runoff Modeling. Mississippi State University, Mississippi – U.S.A., 1981.

MAIDMENT, D. R. Gis and hydrologic modeling. In: GOODCHILD, M.F.; PARKS, B. O.; STEYAERT, L. T.; **Environmental Modeling With GIS**, 1983, New York, Oxford University Press, cap.14, p.147-167, 1993.

MATO GROSSO DO SUL (1990). Secretaria de Planejamento. ATLAS MULTIREFERENCIAL DE MATO GROSSO DO SUL. Campo Grande, MS. Escala 1:1.500.000. mapa color.

MELLO, C. R.; LIMA, J. M.; SILVA, A. M.; LOPES D. Abstração inicial da precipitação em microbacia hidrográfica com escoamento efêmero. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v.7, n3, p. 494-500, 2003.

MENDES, C. A.; CIRILO, J. A. **Geoprocessamento em Recursos Hídricos**; Princípios, Integração e Aplicação. Porto Alegre, RS: ABRH, 2001.

MOORE, I. D.; GRAYSON, R. B.; LADSON, A. R. Digital terrain modeling: a review of hydrological, geomorphological, and biological applications. **Hydrological Processes**, v.5, p.3-30, 1991.

MOORE, I. D. GIS and land-surface-subsurface process modeling. In: GOODCHILD, M.F.; PARKS, B. O.; STEYAERT, L. T.; **Environmental Modeling With GIS**, 1983, New York, Oxford University Press, cap.19, p.196-230, 1993.

RENNÓ, C. D.; SOARES, J. V. (2004). Conceitos básicos de modelagem hidrológica. cap.2. http://www.dpi.inpe.br/cursos/tutoriais/modelagem/cap2_modelos_hidrologicos.pdf (25 Mar.)

RODRIGUEZ-ITURBE, I.; GUPTA, V. K. Introduction to special issue on scale problems in hydrology. **Journal of Hydrology**, 27, p.v-vii, 1983.

SHULER, A. E. **Aplicação do TOPMODEL em uma bacia de mesoescala localizada na cabeceira do rio Corumbataí**. São Carlos, 1998. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental) – Universidade de São Paulo.

SINGH, V. P. Hybrid formulation on kinematic wave models of watershed runoff. **Journal of Hydrology**, 27, p.33-50, 1975.

STEFFEN, J. L. **Simulação unidimensional do escoamento superficial em bacias hidrográficas descritas por modelo numérico de terreno**. São Carlos, 1997. 185 p. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

STEPHENSON, D.; MEADOWS M. E. Kinematic hydrology and modelling. (Developments in Water Sciences). Amsterdam. Elsevier. 1986.

STEYAERT, L. T. A perspective on the state of environmental simulation modeling. In: GOODCHILD, M.F.; PARKS, B. O.; STEYAERT, L. T.; **Environmental Modeling With GIS**, 1983, New York, Oxford University Press, cap.3, p.16-30, 1993.

TODINI, E. Rainfall-runoff modeling – past, present and future. **Journal of Hydrology**, 100, p.341-352, 1988.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. Porto Alegre: Universidade/UFRGS/ABRH, 1998.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia**. Porto Alegre: Universidade /UFRGS/ABRH, 2001.

VERTESSY, R. A.; HATTON, T. J.; SHAUGHNESSY, P. J.; JAYASURIYA, M. D. A. Predicting water yield from a mountain ash forest catchment using a terrain analysis based catchment model. **Journal of Hydrology**, 150, p.665-700, 1993.

WILKEN, P. S. **Engenharia de drenagem superficial**. São Paulo: Companhia de Tecnologia de Saneamento, 478 p., 1978.

WOOLHISER, D. A.; SMITH, R. E. and GOODRICH, D. C. KINEROS, A kinematic runoff and erosion model: Documentation and User Manual, U.S. Department of Agriculture. **Agricultural Research Service**, ARS-77, 130p., 1990.

ANEXO A – FLUXOGRAMA DO PROGRAMA COMPUTACIONAL PRINCIPAL

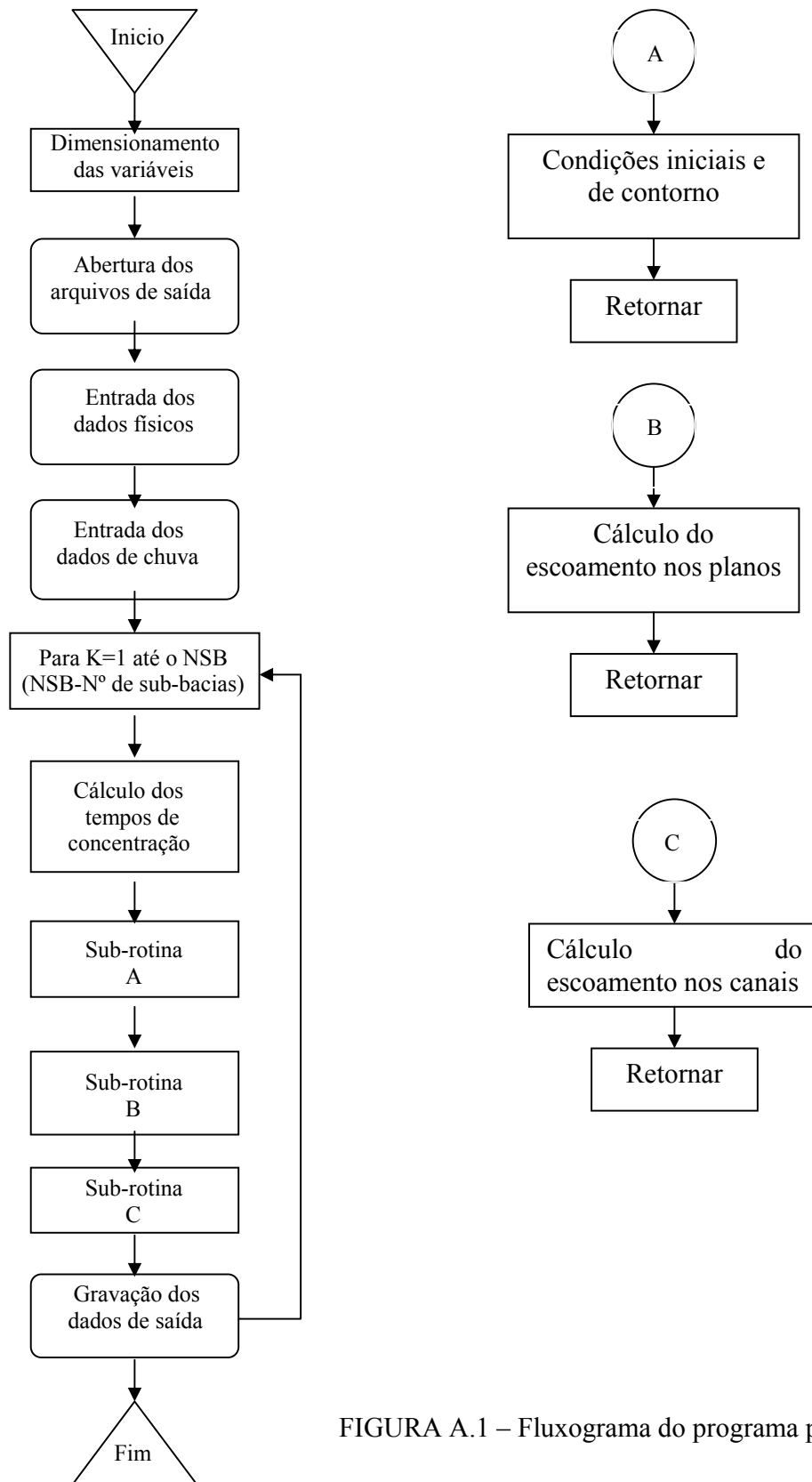


FIGURA A.1 – Fluxograma do programa principal

**ANEXO B – CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA E SUB-BACIAS
DA ÁREA DE ESTUDO**

ANEXO B: TABELA DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA E SUB-BACIAS DE ESTUDO

Tabela B.1 - Caracterização física de 01 bacia

Bacia	Desnível entre curvas de nível (Km)	Compr. do canal principal (Km)	Área da Bacia		largura da bacia retangularizada		Comprimento das curvas de nível		Declividade equivalente constante da bacia		Coeficiente de rugosidade na bacia		Declividade do canal principal (Km/Km)	Largura aproximada do canal (Km)	Coeficiente de rugosidade do canal
			Ld (Km²)	Le (Km²)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km/Km)	Le (Km/Km)	Ld	Le			
1	0,04	162,8	4985,14	1383,95	30,6213	8,50092	7861,254	2624,23	0,063077	0,075847	0,073	0,078	0,0053	25,00	0,070

Tabela B.2 - Caracterização física de 04 sub-bacias

Bacia	Desnível entre curvas de nível (Km)	Compr. do canal principal (Km)	Área da Bacia		largura da bacia retangularizada		Comprimento das curvas de nível		Declividade equivalente constante da bacia		Coeficiente de rugosidade na bacia		Declividade do canal principal (Km/Km)	Largura aproximada do canal (Km)	Coeficiente de rugosidade do canal
			Ld (Km²)	Le (Km²)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km/Km)	Le (Km/Km)	Ld	Le			
1	0,04	78,75	1.259,44	403,35	15,99	5,12	2.475,20	690,60	0,0786	0,0685	0,073	0,077	0,0037	6,60	0,070
2	0,04	27,30	1.069,40	267,10	39,17	9,78	1.418,94	545,90	0,0531	0,0818	0,072	0,069	0,0005	18,30	0,070
3	0,04	31,60	1.231,90	486,20	38,98	15,39	1.939,95	928,94	0,0630	0,0764	0,073	0,081	0,0008	30,30	0,070
4	0,04	25,15	1.424,40	227,30	56,64	9,04	2.027,17	458,79	0,0569	0,0807	0,074	0,083	0,0011	43,50	0,070

Tabela B.3 - Caracterização física de 11 sub-bacias

Bacia	Desnível entre curvas de nível	Compr. do canal principal	Área da Bacia		largura da bacia retangularizada		Comprimento das curvas de nível		Declividade equivalente cons- tante da bacia		Coeficiente de rugosidade na bacia		Declividade do canal principal	Largura aproximada do canal	Coeficiente de rugosidade do canal
			Ld (Km²)	Le (Km²)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km/Km)	Le (Km/Km)	Ld	Le			
1	0,04	78,75	541,44	403,35	6,88	5,12	894,25	690,60	0,0661	0,0685	0,077	0,077	0,0133	2,00	0,070
2	0,04	66,00	418,40	299,60	6,34	4,54	830,15	750,80	0,0794	0,1002	0,070	0,071	0,0150	2,00	0,070
3	0,04	27,30	44,00	267,10	1,61	9,78	38,45	545,90	0,0350	0,0818	0,075	0,069	0,0007	7,80	0,070
4	0,04	70,75	493,60	531,80	6,98	7,52	706,05	674,44	0,0572	0,0507	0,072	0,072	0,1351	4,00	0,070
5	0,04	31,60	115,30	486,20	3,65	15,39	118,77	928,94	0,0412	0,0764	0,076	0,081	0,0012	21,90	0,070
6	0,04	102,52	590,00	526,60	5,75	5,14	953,20	867,98	0,0646	0,0659	0,073	0,072	0,0221	4,40	0,070
7	0,04	17,25	64,70	142,10	3,75	8,24	50,35	262,15	0,0311	0,0738	0,090	0,083	0,0017	39,20	0,070
8	0,04	49,85	196,50	192,60	3,94	3,86	384,82	405,83	0,0783	0,0843	0,070	0,070	0,0593	1,50	0,070
9	0,04	64,09	500,30	226,90	7,81	3,54	589,16	418,76	0,0471	0,0738	0,070	0,070	0,0097	2,80	0,070
10	0,04	27,09	115,70	45,50	4,27	1,68	87,51	41,55	0,0303	0,0365	0,089	0,076	0,0014	4,20	0,070
11	0,04	7,90	82,20	85,20	10,41	10,78	49,20	196,64	0,0239	0,0923	0,090	0,083	0,0017	39,20	0,070

Tabela B.4 - Caracterização física de 26 sub-bacias

Bacia	Desnível entre curvas de nível	Compr. do canal principal	Área da Bacia		largura da bacia retangularizada		Comprimento das curvas de nível		Declividade equivalente cons- tante da bacia		Coeficiente de rugosidade na bacia		Declividade do canal principal	Largura aproximada do canal	Coeficiente de rugosidade do canal
			Ld (Km²)	Le (Km²)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km/Km)	Le (Km/Km)	Ld	Le			
1	0,04	39,75	207,34	177,65	5,22	4,47	379,25	339,95	0,0732	0,0765	0,076	0,078	0,0077	0,60	0,070
2	0,04	39,00	334,10	225,70	8,57	5,79	515,00	350,65	0,0617	0,0621	0,078	0,077	0,0020	1,50	0,070
3	0,04	26,20	47,40	170,80	1,81	6,52	137,20	513,75	0,1158	0,1203	0,068	0,066	0,0062	0,80	0,070
4	0,04	23,60	117,70	49,70	4,99	2,11	223,90	136,05	0,0761	0,1095	0,069	0,069	0,0070	0,70	0,070
5	0,04	14,50	151,60	65,60	10,46	4,52	297,55	171,65	0,0785	0,1047	0,069	0,080	0,0035	1,50	0,070
6	0,04	25,30	52,00	63,20	2,06	2,50	35,45	65,40	0,0273	0,0414	0,075	0,073	0,0016	2,00	0,070
7	0,04	27,30	44,00	267,10	1,61	9,78	38,45	545,90	0,0350	0,0818	0,075	0,069	0,0005	7,80	0,070
8	0,04	30,69	116,90	53,30	3,81	1,74	94,72	169,42	0,0324	0,1271	0,070	0,070	0,0089	0,70	0,070
9	0,04	31,25	93,80	105,70	3,00	3,38	92,10	111,80	0,0393	0,0423	0,073	0,073	0,0017	1,80	0,070
10	0,04	33,30	210,10	75,50	6,31	2,27	357,40	132,70	0,0680	0,0703	0,070	0,069	0,0048	1,10	0,070
11	0,04	27,90	245,30	71,40	8,79	2,56	314,35	64,45	0,0513	0,0361	0,073	0,077	0,0006	2,90	0,070
12	0,04	9,55	38,20	15,20	4,00	1,59	34,30	9,25	0,0359	0,0243	0,076	0,075	0,0010	4,10	0,070
13	0,04	13,90	73,50	341,30	5,29	24,55	74,25	641,49	0,0404	0,0752	0,077	0,081	0,0029	15,50	0,070
14	0,04	17,70	41,80	144,90	2,36	8,19	44,52	287,45	0,0426	0,0794	0,076	0,080	0,0011	15,50	0,070
15	0,04	52,08	115,50	233,20	2,22	4,48	217,83	414,05	0,0754	0,0710	0,070	0,070	0,0023	1,40	0,070
16	0,04	27,42	302,00	29,50	11,01	1,08	623,65	40,35	0,0826	0,0547	0,070	0,070	0,0081	1,30	0,070
17	0,04	38,50	126,50	50,90	3,29	1,32	164,65	75,70	0,0521	0,0595	0,071	0,070	0,0018	0,70	0,070
18	0,04	36,60	161,50	97,50	4,41	2,66	164,90	120,05	0,0408	0,0493	0,082	0,078	0,0015	8,80	0,070
19	0,04	17,25	64,70	142,10	3,75	8,24	50,35	262,15	0,0311	0,0738	0,090	0,083	0,0021	39,20	0,070
20	0,04	26,65	64,80	142,00	2,43	5,33	142,90	324,25	0,0882	0,0913	0,070	0,069	0,0086	0,80	0,070
21	0,04	23,20	131,70	50,60	5,68	2,18	241,92	81,58	0,0735	0,0645	0,070	0,072	0,0012	1,50	0,070
22	0,04	51,40	215,50	145,60	4,19	2,83	362,81	253,58	0,0673	0,0697	0,070	0,069	0,0045	0,90	0,070
23	0,04	54,70	169,60	148,70	3,10	2,72	168,44	188,04	0,0397	0,0506	0,070	0,070	0,0046	1,20	0,070
24	0,04	6,80	27,10	20,70	3,99	3,04	23,27	11,78	0,0343	0,0228	0,070	0,070	0,0015	2,70	0,070
25	0,04	27,09	115,70	45,50	4,27	1,68	87,51	41,55	0,0303	0,0365	0,089	0,076	0,0018	6,50	0,070
26	0,04	7,90	82,20	85,20	10,41	10,78	49,20	196,64	0,0239	0,0923	0,090	0,083	0,0025	39,20	0,070

Tabela B.5 - Caracterização física de 100 sub-bacias

Bacia	Desnível entre curvas de nível (Km)	Compr. do canal principal (Km)	Área da Bacia		largura da bacia retangularizada		Comprimento das curvas de nível		Declividade equivalente cons- tante da bacia		Coeficiente de rugosidade na bacia		Declividade do canal principal (Km/Km)	Largura aproximada do canal (Km)	Coeficiente de rugosidade do canal
			Ld (Km²)	Le (Km²)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km/Km)	Le (Km/Km)	Ld	Le			
1	0,04	18,80	28,04	63,15	1,49	3,36	28,00	55,90	0,0399	0,0354	0,065	0,072	0,0122	0,50	0,070
2	0,04	15,00	42,40	29,60	2,83	1,97	97,50	32,10	0,0920	0,0434	0,064	0,068	0,0102	0,50	0,070
3	0,04	20,95	24,50	114,50	1,17	5,47	38,30	284,05	0,0625	0,0992	0,088	0,082	0,0040	1,00	0,070
4	0,04	20,00	42,20	40,60	2,11	2,03	116,65	66,70	0,1106	0,0657	0,080	0,089	0,0093	0,50	0,070
5	0,04	9,30	12,60	6,00	1,35	0,65	16,20	12,35	0,0514	0,0823	0,085	0,081	0,0011	3,00	0,070
6	0,04	15,65	12,40	24,40	0,79	1,56	25,00	49,20	0,0806	0,0807	0,079	0,079	0,0104	0,50	0,070
7	0,04	18,90	96,20	48,00	5,09	2,54	170,15	82,80	0,0707	0,0690	0,072	0,082	0,0060	0,50	0,070
8	0,04	8,50	19,70	6,50	2,32	0,76	18,70	12,70	0,0380	0,0782	0,090	0,081	0,0031	4,00	0,070
9	0,04	13,23	45,40	16,60	3,43	1,25	97,35	33,65	0,0858	0,0811	0,078	0,078	0,0103	0,50	0,070
10	0,04	14,85	33,20	59,60	2,24	4,01	41,05	69,90	0,0495	0,0469	0,070	0,076	0,0007	8,00	0,070
11	0,04	13,35	14,00	25,10	1,05	1,88	25,80	43,00	0,0737	0,0685	0,086	0,086	0,0098	0,50	0,070
12	0,04	11,35	14,90	22,60	1,31	1,99	16,60	47,45	0,0446	0,0840	0,081	0,090	0,0105	0,50	0,070
13	0,04	9,95	24,60	14,80	2,47	1,49	21,90	22,05	0,0356	0,0596	0,075	0,077	0,0023	3,00	0,070
14	0,04	6,35	8,40	54,80	1,32	8,63	9,30	50,50	0,0443	0,0369	0,070	0,074	0,0024	13,10	0,070
15	0,04	15,75	21,30	50,90	1,35	3,23	63,55	146,20	0,1193	0,1149	0,065	0,062	0,0148	0,50	0,070
16	0,04	8,85	17,60	15,30	1,99	1,73	76,40	56,60	0,1736	0,1480	0,069	0,070	0,0186	0,50	0,070
17	0,04	15,10	30,50	41,20	2,02	2,73	80,75	92,75	0,1059	0,0900	0,067	0,069	0,0151	0,50	0,070
18	0,04	2,30	6,90	1,40	3,00	0,61	24,25	2,50	0,1406	0,0714	0,070	0,069	0,0097	1,80	0,070
19	0,04	8,80	10,00	23,10	1,14	2,63	32,20	75,75	0,1288	0,1312	0,070	0,070	0,0011	2,00	0,070
20	0,04	11,05	21,20	14,70	1,92	1,33	29,70	24,95	0,0560	0,0679	0,070	0,069	0,0190	0,50	0,070
21	0,04	12,05	18,20	49,80	1,51	4,13	24,10	79,20	0,0530	0,0636	0,070	0,070	0,0183	0,50	0,070
22	0,04	12,55	28,50	35,00	2,27	2,79	90,90	111,10	0,1276	0,1270	0,068	0,069	0,0039	1,80	0,070
23	0,04	10,85	20,10	15,40	1,85	1,42	15,55	47,30	0,0309	0,1229	0,070	0,070	0,0051	2,30	0,070
24	0,04	12,95	15,80	27,80	1,22	2,15	42,05	73,20	0,1065	0,1053	0,070	0,093	0,0102	0,50	0,070
25	0,04	3,65	1,90	6,60	0,52	1,81	1,75	9,10	0,0368	0,0552	0,070	0,070	0,0014	2,50	0,070
26	0,04	12,95	37,00	14,90	2,86	1,15	69,05	59,10	0,0746	0,1587	0,069	0,068	0,0155	0,50	0,070
27	0,04	10,55	11,40	15,60	1,08	1,48	23,00	32,90	0,0807	0,0844	0,070	0,070	0,0156	0,50	0,070
28	0,04	21,85	18,50	32,20	0,85	1,47	52,60	43,60	0,1137	0,0542	0,070	0,070	0,0053	1,50	0,070
29	0,04	25,30	52,00	63,20	2,06	2,50	35,45	65,40	0,0273	0,0414	0,075	0,073	0,0016	3,00	0,070
30	0,04	16,30	34,00	51,90	2,09	3,18	32,15	50,05	0,0378	0,0386	0,076	0,072	0,0003	18,50	0,070

Tabela B.5 - Caracterização física de 100 sub-bacias

Bacia	Desnível entre curvas de nível (Km)	Compr. do canal principal (Km)	Área da Bacia		largura da bacia retangularizada		Comprimento das curvas de nível		Declividade equivalente const- tante da bacia		Coeficiente de rugosidade na bacia		Declividade do canal principal (Km/Km)	Largura aproximada do canal (Km)	Coeficiente de rugosidade do canal
			Ld (Km²)	Le (Km²)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km/Km)	Le (Km/Km)	Ld	Le			
31	0,04	11,45	15,40	20,60	1,34	1,80	48,55	68,75	0,1261	0,1335	0,063	0,069	0,0044	0,50	0,070
32	0,04	21,20	67,80	48,80	3,20	2,30	136,80	156,85	0,0807	0,1286	0,073	0,062	0,0036	0,50	0,070
33	0,04	6,00	6,60	8,60	1,10	1,43	6,45	9,15	0,0391	0,0426	0,070	0,070	0,0059	2,00	0,070
34	0,04	11,00	10,00	47,40	0,91	4,31	6,30	69,30	0,0252	0,0585	0,072	0,071	0,0014	18,50	0,070
35	0,04	30,69	116,90	53,30	3,81	1,74	94,72	169,42	0,0324	0,1271	0,070	0,070	0,0089	0,50	0,070
36	0,04	31,25	93,80	105,70	3,00	3,38	92,10	111,80	0,0393	0,0423	0,073	0,073	0,0017	1,80	0,070
37	0,04	16,40	41,50	43,40	2,53	2,65	62,40	66,50	0,0601	0,0613	0,070	0,069	0,0168	0,50	0,070
38	0,04	14,65	22,10	25,60	1,51	1,75	30,25	44,75	0,0548	0,0699	0,070	0,070	0,0164	0,50	0,070
39	0,04	20,15	24,00	44,00	1,19	2,18	38,60	83,20	0,0643	0,0756	0,070	0,070	0,0114	0,50	0,070
40	0,04	4,40	1,90	6,70	0,43	1,52	3,75	23,00	0,0789	0,1373	0,070	0,070	0,0023	2,50	0,070
41	0,04	11,45	10,50	8,60	0,92	0,75	20,80	19,90	0,0792	0,0926	0,070	0,070	0,0168	0,50	0,070
42	0,04	12,50	31,90	25,40	2,55	2,03	53,75	43,20	0,0674	0,0680	0,070	0,070	0,0018	2,50	0,070
43	0,04	17,45	46,50	19,00	2,66	1,09	87,40	38,80	0,0752	0,0817	0,070	0,070	0,0078	0,50	0,070
44	0,04	10,95	10,90	34,70	1,00	3,17	12,45	30,40	0,0457	0,0350	0,070	0,070	0,0026	3,00	0,070
45	0,04	17,55	29,00	29,10	1,65	1,66	44,55	29,05	0,0614	0,0399	0,070	0,070	0,0077	0,50	0,070
46	0,04	3,85	6,60	10,10	1,71	2,62	6,75	10,25	0,0409	0,0406	0,070	0,075	0,0013	3,50	0,070
47	0,04	11,50	23,70	13,30	2,06	1,16	24,40	12,55	0,0412	0,0377	0,070	0,070	0,0074	0,50	0,070
48	0,04	13,10	67,20	26,60	5,13	2,03	58,40	23,80	0,0348	0,0358	0,082	0,087	0,0004	3,90	0,070
49	0,04	9,55	38,20	15,20	4,00	1,59	34,30	9,25	0,0359	0,0243	0,076	0,075	0,0010	5,50	0,070
50	0,04	14,85	34,60	26,90	2,33	1,81	39,78	24,34	0,0460	0,0362	0,069	0,075	0,0047	0,50	0,070
51	0,04	3,10	4,60	12,20	1,48	3,94	7,40	4,00	0,0643	0,0131	0,073	0,070	0,0040	30,50	0,070
52	0,04	14,10	21,60	35,70	1,53	2,53	34,70	49,85	0,0643	0,0559	0,074	0,073	0,0076	0,50	0,070
53	0,04	10,80	18,00	11,70	1,67	1,08	20,93	15,57	0,0465	0,0532	0,072	0,070	0,0009	30,50	0,070
54	0,04	12,30	28,50	22,40	2,32	1,82	21,60	24,32	0,0303	0,0434	0,079	0,078	0,0103	0,50	0,070
55	0,04	35,15	94,10	104,50	2,68	2,97	207,75	265,50	0,0883	0,1016	0,087	0,088	0,0040	0,50	0,070
56	0,04	10,65	28,10	25,00	2,64	2,35	26,02	25,00	0,0370	0,0400	0,076	0,070	0,0009	30,50	0,070
57	0,04	27,45	67,10	49,80	2,44	1,81	147,30	108,90	0,0878	0,0875	0,079	0,088	0,0051	0,50	0,070
58	0,04	7,05	13,70	3,00	1,94	0,43	18,50	6,25	0,0540	0,0833	0,076	0,070	0,0014	30,50	0,070
59	0,04	14,95	17,80	33,40	1,19	2,23	44,83	45,20	0,1007	0,0541	0,070	0,070	0,0143	0,50	0,070
60	0,04	21,33	54,20	31,40	2,54	1,47	112,63	56,38	0,0831	0,0718	0,070	0,070	0,0135	0,50	0,070
61	0,04	30,75	61,30	150,60	1,99	4,90	105,20	267,65	0,0686	0,0711	0,070	0,070	0,0014	2,00	0,070

Tabela B.5 - Caracterização física de 100 sub-bacias

Bacia	Desnível entre curvas de nível (Km)	Compr. do canal principal (Km)	Área da Bacia		largura da bacia retangularizada		Comprimento das curvas de nível		Declividade equivalente const- tante da bacia		Coeficiente de rugosidade na bacia		Declividade do canal principal (Km/Km)	Largura aproximada do canal (Km)	Coeficiente de rugosidade do canal
			Ld (Km²)	Le (Km²)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km/Km)	Le (Km/Km)	Ld	Le			
62	0,04	13,50	23,10	7,90	1,71	0,59	36,00	13,50	0,0623	0,0684	0,070	0,070	0,0173	0,50	0,070
63	0,04	15,00	32,90	22,80	2,19	1,52	51,00	33,00	0,0620	0,0579	0,073	0,070	0,0157	0,50	0,070
64	0,04	13,00	11,40	40,90	0,88	3,15	32,00	65,50	0,1123	0,0641	0,070	0,071	0,0169	0,50	0,070
65	0,04	5,75	2,10	8,00	0,37	1,39	6,80	8,25	0,1295	0,0413	0,070	0,070	0,0070	2,00	0,070
66	0,04	12,20	24,10	12,00	1,98	0,98	62,45	41,05	0,1037	0,1368	0,069	0,069	0,0161	0,50	0,070
67	0,04	8,17	18,70	13,60	2,29	1,66	35,15	18,60	0,0752	0,0547	0,069	0,070	0,0042	3,00	0,070
68	0,04	26,50	77,10	36,90	2,91	1,39	173,75	86,95	0,0901	0,0943	0,070	0,069	0,0099	0,50	0,070
69	0,04	19,05	19,90	25,20	1,04	1,32	26,02	41,55	0,0523	0,0660	0,070	0,070	0,0021	4,00	0,070
70	0,04	10,60	24,50	20,40	2,31	1,92	48,65	31,05	0,0794	0,0609	0,069	0,070	0,0100	0,50	0,070
71	0,04	19,45	61,70	25,70	3,17	1,32	58,93	34,15	0,0382	0,0532	0,072	0,070	0,0014	4,60	0,070
72	0,04	15,35	17,40	57,20	1,13	3,73	11,10	84,15	0,0255	0,0588	0,084	0,078	0,0016	5,00	0,070
73	0,04	17,50	50,10	21,20	2,86	1,21	60,50	24,35	0,0483	0,0459	0,072	0,072	0,0064	0,50	0,070
74	0,04	21,25	72,80	40,30	3,43	1,90	68,95	35,90	0,0379	0,0356	0,090	0,079	0,0014	6,50	0,070
75	0,04	9,00	46,90	18,80	5,21	2,09	28,85	15,90	0,0246	0,0338	0,090	0,077	0,0033	43,50	0,070
76	0,04	27,60	41,50	52,40	1,50	1,90	99,35	116,15	0,0958	0,0887	0,090	0,085	0,0059	0,50	0,070
77	0,04	8,25	17,80	29,40	2,16	3,56	21,50	30,75	0,0483	0,0418	0,088	0,075	0,0006	43,50	0,070
78	0,04	28,90	47,50	43,40	1,64	1,50	108,45	87,45	0,0913	0,0806	0,069	0,069	0,0099	0,50	0,070
79	0,04	26,65	64,80	51,10	2,43	1,92	142,90	128,35	0,0882	0,1005	0,070	0,069	0,0086	0,50	0,070
80	0,04	14,80	20,40	39,60	1,38	2,68	11,75	62,35	0,0230	0,0630	0,070	0,072	0,0026	3,20	0,070
81	0,04	24,80	61,40	44,70	2,48	1,80	77,89	147,79	0,0507	0,1323	0,069	0,070	0,0097	0,50	0,070
82	0,04	8,40	5,20	11,00	0,62	1,31	4,49	19,23	0,0345	0,0699	0,070	0,070	0,0012	3,20	0,070
83	0,04	13,40	19,60	26,20	1,46	1,96	28,50	31,65	0,0582	0,0483	0,070	0,070	0,0107	0,50	0,070
84	0,04	17,20	30,30	49,00	1,76	2,85	84,65	142,40	0,1117	0,1162	0,070	0,069	0,0113	0,50	0,070
85	0,04	23,09	76,90	30,30	3,33	1,31	109,28	68,75	0,0568	0,0908	0,070	0,070	0,0137	0,50	0,070
86	0,04	17,20	53,50	26,50	3,11	1,54	70,60	28,20	0,0528	0,0426	0,070	0,070	0,0028	3,20	0,070
87	0,04	17,00	24,50	24,30	1,44	1,43	29,53	22,83	0,0482	0,0376	0,070	0,070	0,0020	3,20	0,070
88	0,04	17,35	21,10	26,60	1,22	1,53	50,35	28,90	0,0955	0,0435	0,070	0,070	0,0111	0,50	0,070
89	0,04	20,00	55,70	45,10	2,79	2,26	60,18	26,17	0,0432	0,0232	0,070	0,070	0,0095	0,50	0,070
90	0,04	12,22	25,90	10,60	2,12	0,87	24,55	11,65	0,0379	0,0440	0,070	0,070	0,0136	0,50	0,070
91	0,04	14,15	40,40	17,50	2,86	1,24	21,30	49,55	0,0211	0,1133	0,070	0,070	0,0047	3,20	0,070
92	0,04	20,55	37,00	38,40	1,80	1,87	50,76	33,07	0,0549	0,0344	0,070	0,070	0,0037	3,20	0,070

Tabela B.5 - Caracterização física de 100 sub-bacias

Bacia	Desnível entre curvas de nível (Km)	Compr. do canal principal (Km)	Área da Bacia		largura da bacia retangularizada		Comprimento das curvas de nível		Declividade equivalente cons- tante da bacia		Coeficiente de rugosidade na bacia		Declividade do canal principal (Km/Km)	Largura aproximada do canal (Km)	Coeficiente de rugosidade do canal
			Ld (Km²)	Le (Km²)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km)	Le (Km)	Ld (Km/Km)	Le (Km/Km)	Ld	Le			
93	0,04	6,80	27,10	20,70	3,99	3,04	23,27	11,78	0,0343	0,0228	0,070	0,070	0,0015	3,20	0,070
94	0,04	17,35	47,80	35,80	2,76	2,06	27,97	32,87	0,0234	0,0367	0,084	0,072	0,0006	6,40	0,070
95	0,04	11,84	16,60	36,40	1,40	3,08	17,29	31,37	0,0417	0,0345	0,093	0,093	0,0052	0,50	0,070
96	0,04	9,74	14,90	9,70	1,53	1,00	10,88	8,68	0,0292	0,0358	0,093	0,090	0,0031	43,50	0,070
97	0,04	7,00	26,00	4,80	3,71	0,69	8,25	23,50	0,0127	0,1958	0,093	0,090	0,0014	43,50	0,070
98	0,04	20,90	35,30	43,50	1,69	2,08	62,72	105,92	0,0711	0,0974	0,081	0,085	0,0077	0,50	0,070
99	0,04	11,00	25,10	27,90	2,28	2,54	26,20	13,50	0,0418	0,0194	0,088	0,090	0,0095	0,50	0,070
100	0,04	0,90	3,20	1,60	3,56	1,78	1,25	4,50	0,0156	0,1125	0,077	0,070	0,0111	43,50	0,070

**ANEXO C – DISTRIBUIÇÃO DA PRECIPITAÇÃO EFETIVA POR BACIA
EVENTO 1995.**

ANEXO C: TABELAS DE DISTRIBUIÇÃO DA PRECIPITAÇÃO EFETIVA DIÁRIA, POR BACIA.

Tabela C.1 - Distribuição da precipitação efetiva para 1 bacia

[illegible]

Tabela C.2 - Distribuição da precipitação efetiva para 04 bacias

[illegible]

Tabela C.3 - Distribuição da precipitação efetiva para 11 bacias

[illegible]

Tabela C.4 - Distribuição da precipitação efetiva para 26 bacias

[illegible]

**ANEXO D – TABELA DAS VAZÕES CALCULADAS E OBSERVADAS
EVENTO 1995.**

ANEXO D - RABELA DAS VAZÕES OBSERVADAS (Q obs) E CALCULADAS (Qc)

Tabela D.1 - Vazões calculadas e observadas para 1, 4 bacias

Tempo (h)	Q obs.	Qc	Qc			
		1 de 1	1 de 4	2 de 4	3 de 4	4 de 4
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24,00	2,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
48,00	21,85	94,58	49,66	66,24	104,29	115,17
72,00	159,23	153,07	56,80	81,99	109,17	146,19
96,00	94,20	113,08	16,10	41,25	67,64	109,80
120,00	91,18	62,46	5,46	16,06	29,10	56,07
144,00	63,15	33,63	5,60	18,34	19,57	30,88
168,00	40,22	23,61	3,13	14,89	17,68	24,85
192,00	20,50	12,86	0,44	6,68	8,56	12,47
216,00	14,58	5,01	0,02	2,29	3,10	4,69
240,00	10,55	1,30	0,00	0,60	0,88	1,41
264,00	8,82	0,23	0,00	0,12	0,19	0,32
288,00	7,70	0,03	0,00	0,02	0,03	0,06
312,00	6,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
336,00	5,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
360,00	4,93	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
384,00	4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
408,00	2,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
432,00	2,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
456,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
480,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela D.3 - Vazões calculadas e observadas para 26 bacias - cont.

Tempo (h)	Q obs.	Qc			
		23 de 11	24 de 11	25 de 11	26 de 11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24,00	2,07	0,00	0,00	0,00	0,00
48,00	21,85	10,47	23,28	45,19	117,06
72,00	159,23	9,65	22,41	33,86	152,99
96,00	94,20	6,58	15,07	23,54	110,31
120,00	91,18	2,59	6,10	10,69	55,19
144,00	63,15	0,53	1,30	2,73	24,86
168,00	40,22	0,03	0,09	0,28	24,35
192,00	20,50	0,00	0,00	0,01	9,34
216,00	14,58	0,00	0,00	0,00	2,68
240,00	10,55	0,00	0,00	0,00	0,62
264,00	8,82	0,00	0,00	0,00	0,13
288,00	7,70	0,00	0,00	0,00	0,03
312,00	6,57	0,00	0,00	0,00	0,01
336,00	5,45	0,00	0,00	0,00	0,00
360,00	4,93	0,00	0,00	0,00	0,00
384,00	4,20	0,00	0,00	0,00	0,00
408,00	2,60	0,00	0,00	0,00	0,00
432,00	2,60	0,00	0,00	0,00	0,00
456,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
480,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela D.4 - Vazões calculadas e observadas para 100 bacias - cont.

Tempo (h)	Q obs.	Qc										
		45 de 100	46 de 100	47 de 100	48 de 100	49 de 100	50 de 100	51 de 100	52 de 100	53 de 100	54 de 100	55 de 100
0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
24,00	2,07	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
48,00	21,85	0,7713	3,4211	2,3235	11,8982	25,6778	5,4344	75,4204	5,0788	67,8090	4,4215	17,3690
72,00	159,23	1,4107	14,1705	0,0218	15,4753	24,2366	0,4051	78,3256	0,3048	78,5553	0,4431	1,7512
96,00	94,20	0,2418	2,6954	0,4938	5,8639	11,9161	1,0932	49,0820	1,0365	56,4426	0,8717	3,3925
120,00	91,18	0,0087	0,1730	0,0065	1,0340	2,9255	0,1388	14,0096	0,1038	17,7542	0,1500	0,6086
144,00	63,15	1,2825	12,6277	0,0000	11,7075	15,6980	0,0015	21,8902	0,0012	15,8190	0,0045	0,0107
168,00	40,22	0,0798	1,9234	0,0000	3,2912	6,7401	0,0000	16,1313	0,0000	20,2057	0,0000	0,0000
192,00	20,50	0,0003	0,0388	0,0000	0,1281	0,6205	0,0000	2,4895	0,0000	4,2837	0,0000	0,0000
216,00	14,58	0,0000	0,0003	0,0000	0,0011	0,0237	0,0000	0,1852	0,0000	0,5181	0,0000	0,0000
240,00	10,55	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0005	0,0000	0,0056	0,0000	0,0244	0,0000	0,0000
264,00	8,82	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0000	0,0006	0,0000	0,0000
288,00	7,70	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
312,00	6,57	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
336,00	5,45	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
360,00	4,93	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
384,00	4,20	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
408,00	2,60	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
432,00	2,60	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
456,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
480,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000

Tabela D.4 - Vazões calculadas e observadas para 100 bacias - cont.

Tempo (h)	Q obs.	Qc										
		67 de 100	68 de 100	69 de 100	70 de 100	71 de 100	72 de 100	73 de 100	74 de 100	75 de 100	76 de 100	77 de 100
0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
24,00	2,07	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
48,00	21,85	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	3,5799	16,6456	6,2318	29,0784	105,1976	8,3927	94,4393
72,00	159,23	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,7504	4,8194	0,5335	9,9162	98,2246	0,3155	104,7128
96,00	94,20	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,7186	3,2770	1,2418	5,6297	81,4811	1,7524	87,3727
120,00	91,18	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,2132	1,4614	0,1811	3,2162	32,8751	0,1065	38,5735
144,00	63,15	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0137	0,1425	0,0046	0,4544	10,7740	0,0002	12,7009
168,00	40,22	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0041	0,0000	0,0216	27,1159	0,0000	28,1986
192,00	20,50	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0004	9,2733	0,0000	11,8305
216,00	14,58	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	2,2186	0,0000	3,3705
240,00	10,55	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,3036	0,0000	0,6614
264,00	8,82	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0147	0,0000	0,0530
288,00	7,70	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0004	0,0000	0,0016
312,00	6,57	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001
336,00	5,45	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001
360,00	4,93	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001
384,00	4,20	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001
408,00	2,60	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001
432,00	2,60	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001
456,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001
480,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001

Tabela D.4 - Vazões calculadas e observadas para 100 bacias - cont.

Tempo (h)	Q obs.	Qc											
		89 de 100	90 de 100	91 de 100	92 de 100	93 de 100	94 de 100	95 de 100	96 de 100	97 de 100	98 de 100	99 de 100	100 de 100
0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
24,00	2,07	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
48,00	21,85	1,5960	0,6411	2,9754	8,3102	20,9682	36,9706	4,3230	39,8346	116,4124	7,0368	2,1336	124,4816
72,00	159,23	4,1009	1,5314	7,8405	10,9035	24,3459	27,0554	0,7170	28,5143	138,2813	0,2965	3,4300	142,3988
96,00	94,20	2,2236	0,7524	4,3899	7,0481	15,8607	20,2895	0,8524	22,1980	112,0692	1,4634	0,8110	114,5477
120,00	91,18	0,8983	0,2819	1,8069	2,6856	6,1810	8,9033	0,2301	10,9646	54,0082	0,1002	0,1978	54,6256
144,00	63,15	0,1534	0,0254	0,3431	0,5597	1,4012	2,5718	0,0221	3,5430	18,3331	0,0003	0,0439	18,5253
168,00	40,22	0,0046	0,0003	0,0165	0,0331	0,0761	0,2550	0,0008	0,5122	28,3766	0,0000	0,0073	28,3212
192,00	20,50	0,0000	0,0000	0,0003	0,0007	0,0013	0,0071	0,0000	0,0217	13,6044	0,0000	0,0002	13,7264
216,00	14,58	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0003	4,2255	0,0000	0,0000	4,2867
240,00	10,55	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,9898	0,0000	0,0000	1,0149
264,00	8,82	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1085	0,0000	0,0000	0,1135
288,00	7,70	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0042	0,0000	0,0000	0,0045
312,00	6,57	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0000	0,0000	0,0002
336,00	5,45	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0000	0,0000	0,0002
360,00	4,93	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0002
384,00	4,20	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0002
408,00	2,60	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0002
432,00	2,60	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0002
456,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0002
480,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0002

**ANEXO E – HIDROGRAMAS CALCULADOS E OBSERVADOS
EVENTO 1995.**

ANEXO E - HIDROGRAMAS CALCULADOS E OBSERVADOS – EVENTO 1995.

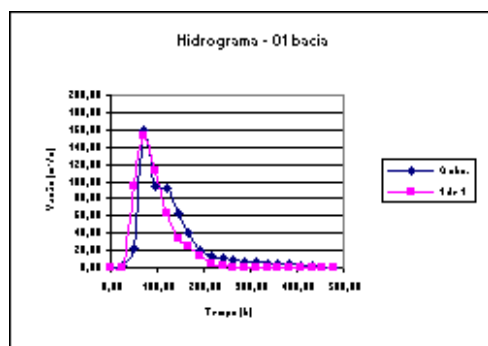


FIGURA E.1 - Comparação entre o Hidrograma calculado e observado - 01 bacia

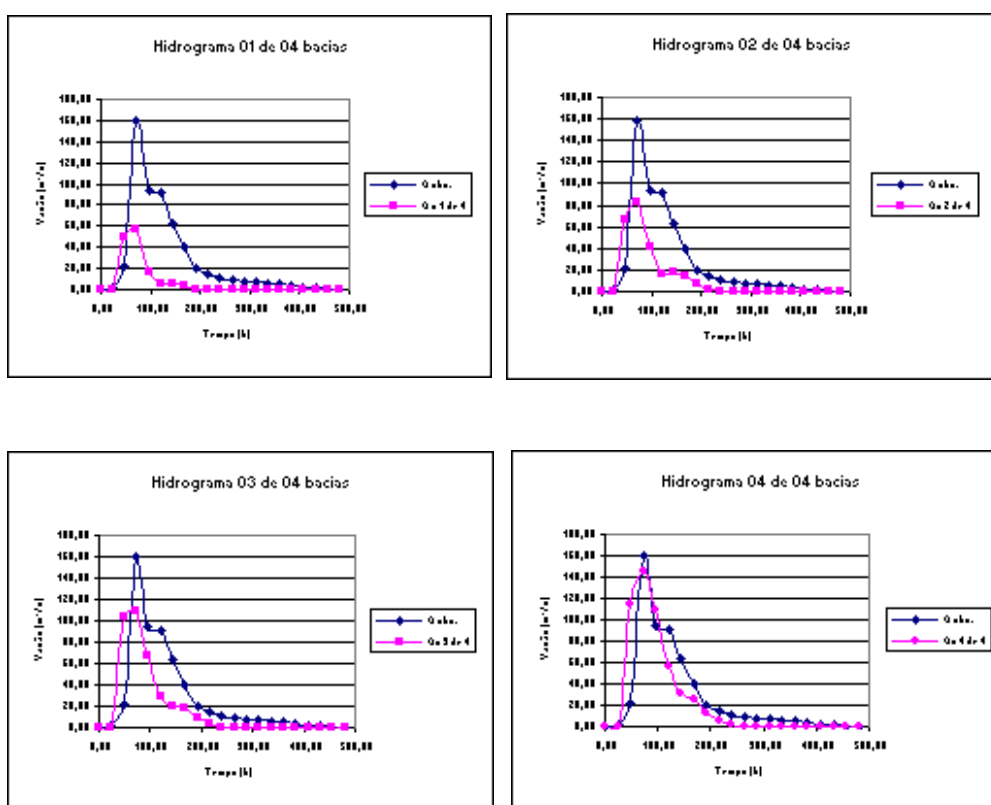


FIGURA E.2 - Comparação entre o Hidrograma calculado e observado - 04 bacias

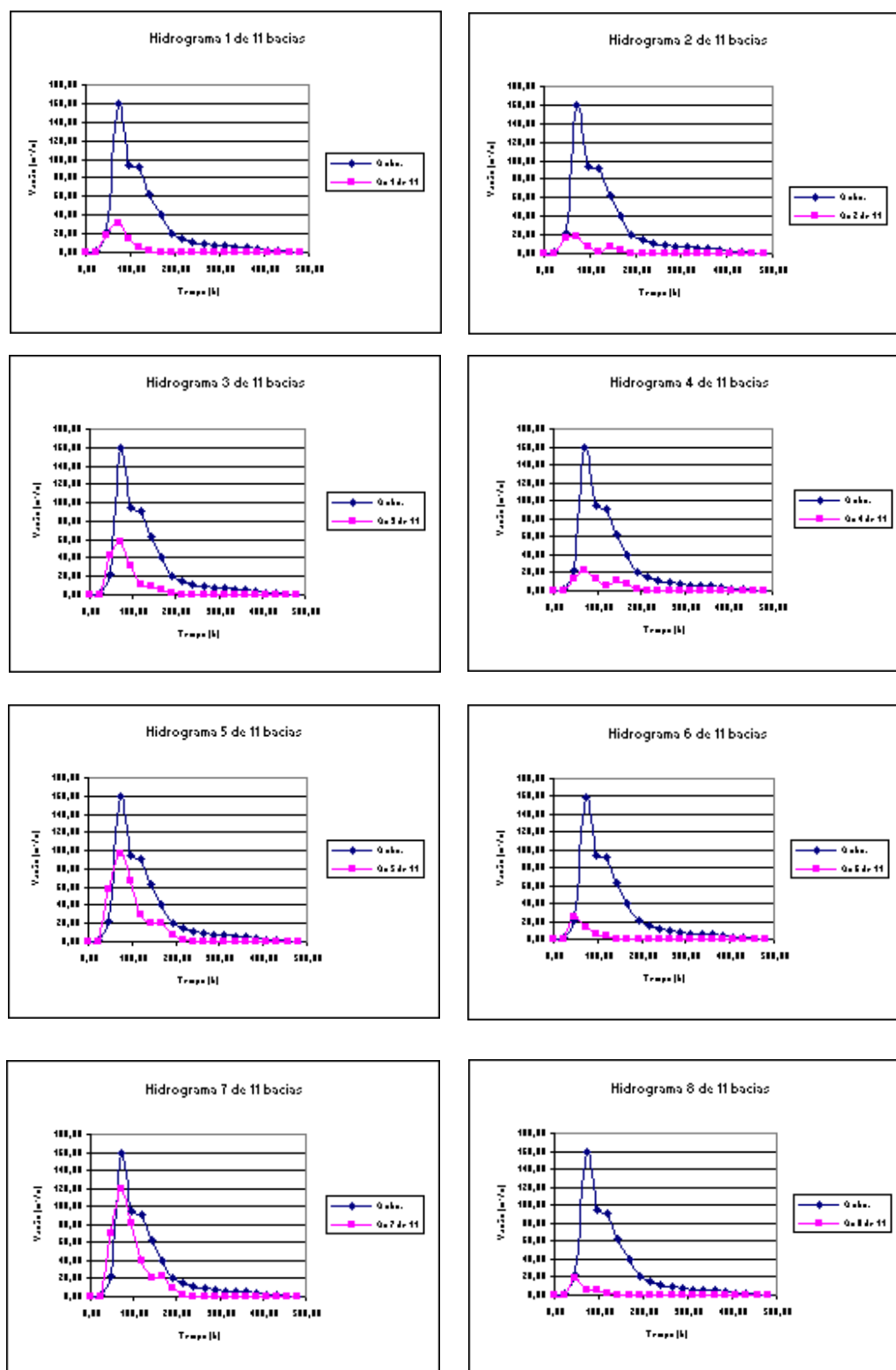


FIGURA E.3 - Comparação entre o Hidrograma calculado e observado - 11 basins (de 01 a 08)

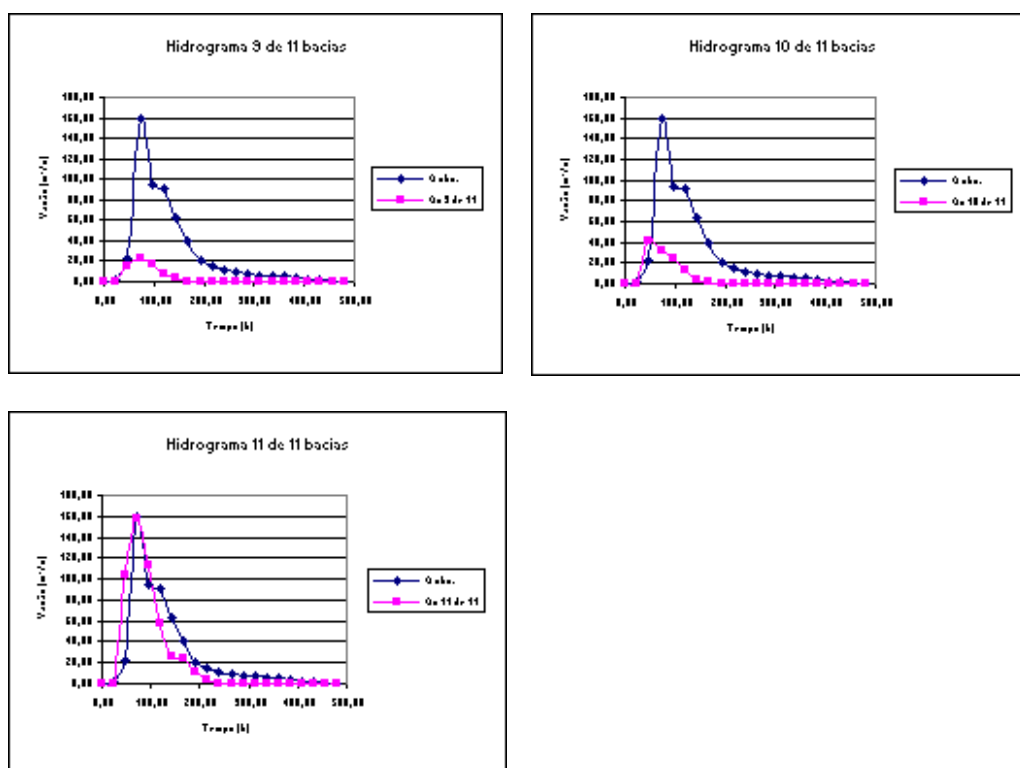


FIGURA E.4 - Comparação entre o Hidrograma calculado e observado - 11 bacias (de 09 a 11)

Apêndice I

**VALORES MÍNIMOS DE PRECIPITAÇÃO PARA GERAR ESCOAMENTO
SUPERFICIAL - MÉTODO SCS (1957) – EVENTO 1995.**

TABELA 1.1 - VALORES DE PRECIPITAÇÃO PARA GERAR ESCOAMENTO SUPERFICIAL - MÉTODO SCS (1957).

Bacias (n°)	Lado	Área (Km²)	Coef. CN	% área p/ calc. CN	área parcial (Km²)	CN médio	S (Param.)	P>0,2*S (Cond. Eq. Pe)
1	LD	28,04	62	30	8,412	59,9	170,040067	34,0080
			59	70	19,628			
			52	40	25,26			
2	LD	42,4	59	50	21,2	60,5	165,834711	33,1669
			62	50	21,2			
			26	10	2,96			
	LE	29,6	59	60	17,76	56,6	194,763251	38,9527
			62	30	8,88			
			26	10	2,96			
3	LD	24,5	26	70	17,15	29	621,862069	124,3724
			36	30	7,35			
			60	10	11,45			
	LE	114,5	36	60	68,7	35,4	463,514124	92,7028
			26	30	34,35			
			60	10	11,45			
4	LD	42,2	26	50	21,1	42,5	343,647059	68,7294
			59	50	21,1			
			26	80	32,48			
	LE	40,6	59	10	4,06	30,3	584,283828	116,8568
			36	10	4,06			
			26	50	6,3			
5	LD	12,6	36	50	6,3	31	565,354839	113,0710
			26	50	6,3			
			36	80	4,8			
	LE	6	36	20	1,2	34	493,058824	98,6118
			26	20	1,2			
			36	90	11,16			
6	LD	12,4	36	90	11,16	35	471,714286	94,3429
			26	10	1,24			
			36	90	21,96			
	LE	24,4	26	10	2,44	35	471,714286	94,3429
			26	10	2,44			
			36	90	21,96			
7	LD	96,2	25	30	28,86	46,5	292,236559	58,4473
			62	30	28,86			
			52	20	19,24			
	LE	48	74	10	9,62	41,8	353,655502	70,7311
			26	10	9,62			
			59	40	19,2			
8	LD	19,7	52	10	4,8	28	653,142857	130,6286
			26	80	15,76			
			36	20	3,94			
	LE	6,5	36	80	5,2	34	493,058824	98,6118
			26	20	1,3			
			36	100	45,4			
9	LD	45,4	36	100	45,4	36	451,555556	90,3111
			0	0	0			
			0	0	0			
	LE	16,6	36	100	16,6	25	762	152,4000
			0	0	0			
			0	0	0			
10	LD	33,2	25	100	33,2	33,8	497,47929	99,4959
			0	0	0			
			0	0	0			
	LE	59,6	36	80	47,68	36,7	438,098093	87,6196
			25	20	11,92			
			26	70	9,8			
11	LD	14	52	10	9,62	35,9	453,520891	90,7042
			74	10	9,62			
			59	10	9,62			
	LE	25,1	26	60	15,06	25	762	152,4000
			52	20	19,24			
			74	10	9,62			
12	LD	14,9	25	10	9,62	35,9	453,520891	90,7042
			25	10	9,62			
			25	50	7,45			

			26	50	7,45	25,5	742,078431	148,4157
	LE	22,6	26	90	20,34			
			25	10	2,26	25,9	726,694981	145,3390
13	LD	24,6	25	80	19,68			
			26	20	4,92	25,2	753,936508	150,7873
	LE	14,8	25	70	10,36			
			26	30	4,44	25,3	749,952569	149,9905
14	LD	8,4	25	100	8,4			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	54,8	36	50	27,4			
			25	50	27,4	30,5	578,786885	115,7574
15	LD	21,3	59	30	6,39			
			25	30	28,86			
			74	30	28,86			
			25	5	4,81			
			62	5	4,81	51,75	236,821256	47,3643

TABELA I.1 - VALORES DE PRECIPITAÇÃO PARA GERAR ESCOAMENTO SUPERFICIAL - MÉTODO SCS (1957) - Cont.

Bacias (n°)	Lado	Área (Km²)	Coef. CN	% área p/ calc. CN	área parcial (Km²)	CN médio	S (Param.)	P>0,2*S (Cond. Eq. Pe)
15	LE	50,9	74	60	30,54			
			59	30	15,27			
			25	10	5,09	64,6	139,188854	27,8378
16	LD	17,6	59	60	10,56			
			25	40	7,04	45,4	305,471366	61,0943
			25	90	13,77			
	LE	15,3	59	10	1,53	28,4	640,366197	128,0732
			62	20	6,1			
			25	40	38,48			
17	LD	30,5	59	40	38,48	46	298,173913	59,6348
			25	50	20,6			
			59	50	20,6	42	350,761905	70,1524
18	LD	6,9	25	100	6,9			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	50	0,7			
	LE	1,4	59	50	0,7	42	350,761905	70,1524
			25	100	10			
			0	0	0	25	762	152,4000
19	LD	10	25	100	23,1			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	23,1			
	LE	23,1	25	100	23,1			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	80	16,96			
20	LD	21,2	59	20	4,24	31,8	544,742138	108,9484
			25	70	10,29			
			59	30	4,41	35,2	467,590909	93,5182
21	LD	18,2	25	100	18,2			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	49,8			
	LE	49,8	0	0	0	25	762	152,4000
			59	80	22,8			
			25	20	5,7	52,2	232,590038	46,5180
22	LD	28,5	25	60	21			
			59	40	14	38,6	404,031088	80,8062
			25	100	20,1			
	LE	15,4	0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	15,4			
			0	0	0	25	762	152,4000
24	LD	15,8	25	100	15,8			
			0	0	0	25	762	152,4000
			26	100	27,8			
	LE	27,8	0	0	0	26	722,923077	144,5846
			25	100	1,9			
			0	0	0	25	762	152,4000
25	LD	1,9	25	100	6,6			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	6,6			
	LE	6,6	0	0	0	25	762	152,4000
			25	50	18,5			
			59	50	18,5	42	350,761905	70,1524
26	LD	37	59	70	10,43			
			25	30	4,47	48,8	266,491803	53,2984
			25	90	10,26			
	LE	11,4	59	10	1,14	28,4	640,366197	128,0732
			25	80	12,48			
			59	20	3,12	31,8	544,742138	108,9484
27	LD	15,6	25	100	18,5			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	32,2			
	LE	32,2	0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	32,2			
			0	0	0	25	762	152,4000

29	LD	52	36	70	36,4			
			25	30	15,6	32,7	522,75841	104,5517
	LE	63,2	25	60	37,92			
			36	40	25,28	29,4	609,945578	121,9891
30	LD	34	36	80	27,2			
			25	20	6,8	33,8	497,47929	99,4959
	LE	51,9	25	70	36,33			
			36	30	15,57	28,3	643,526502	128,7053
31	LD	15,4	25	50	7,7			
			68	50	48,1			
			0	0	0	46,5	292,236559	58,4473
	LE	20,6	25	60	12,36			
			36	20	19,24			
			46	20	19,24	31,4	554,917197	110,9834
32	LD	67,8	36	50	33,9			
			25	40	38,48			
			46	10	9,62	32,6	525,141104	105,0282

TABELA 1.1 - VALORES DE PRECIPITAÇÃO PARA GERAR ESCOAMENTO SUPERFICIAL - MÉTODO SCS (1957) - Cont.

Bacias (n°)	Lado	Área (Km²)	Coef. CN	% área p/ calc. CN	área parcial (Km²)	CN médio	S (Param.)	P>0,2*S (Cond. Eq. Pe)
32	LE	48,8	25	40	19,52	42	350,761905	70,1524
			46	40	38,48			
			68	20	19,24			
33	LD	6,6	25	100	6,6	25	762	152,4000
			0	0	0			
			0	0	0			
34	LD	10	25	70	7	28,3	643,526502	128,7053
			36	30	3			
			25	90	42,66			
35	LD	116,9	36	10	4,74	26,1	719,180077	143,8360
			25	90	105,21			
			59	10	11,69			
36	LD	93,8	25	90	47,97	28,4	640,366197	128,0732
			59	10	5,33			
			25	60	56,28			
37	LD	41,5	36	40	37,52	29,4	609,945578	121,9891
			25	60	63,42			
			36	40	42,28			
38	LD	22,1	25	80	33,2	31,8	544,742138	108,9484
			59	20	8,3			
			25	60	26,04			
39	LD	24	59	40	17,36	38,6	404,031088	80,8062
			25	100	22,1			
			0	0	0			
40	LD	1,9	25	100	25,6	25	762	152,4000
			0	0	0			
			0	0	0			
41	LD	10,5	25	100	24	25	762	152,4000
			0	0	0			
			0	0	0			
42	LD	31,9	25	100	44	25	762	152,4000
			25	100	44			
			0	0	0			
43	LD	46,5	25	100	0	25	762	152,4000
			0	0	0			
			0	0	0			
44	LD	10,9	25	100	25,4	25	762	152,4000
			25	100	25,4			
			0	0	0			
45	LD	29	25	100	46,5	25	762	152,4000
			0	0	0			
			0	0	0			
46	LD	6,6	25	100	19	25	762	152,4000
			25	100	19			
			0	0	0			
47	LD	34,7	25	100	29,1	25	762	152,4000
			25	100	29,1			
			0	0	0			
48	LD	29,1	25	100	6,6	25	762	152,4000
			25	100	6,6			
			0	0	0			
49	LD	6,6	25	100	0	25	762	152,4000
			25	100	0			
			0	0	0			

	LE	10,1	25	80	8,08			
			26	20	2,02	25,2	753,936508	150,7873
47	LD	23,7	25	100	23,7			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	13,3	25	100	13,3			
			0	0	0	25	762	152,4000
48	LD	67,2	26	50	33,6			
			25	40	38,48			
			36	10	9,62	26,6	700,887218	140,1774
	LE	26,6	36	20	5,32			
			26	70	67,34			
			25	10	9,62	27,9	656,394265	131,2789
49	LD	38,2	36	80	30,56			
			25	20	7,64	33,8	497,47929	99,4959
	LE	15,2	36	60	9,12			
			25	40	6,08	31,6	549,797468	109,9595
50	LD	34,6	25	50	17,3			
			36	30	28,86			
			68	20	19,24	36,9	434,346883	86,8694

TABELA I.1 - VALORES DE PRECIPITAÇÃO PARA GERAR ESCOAMENTO SUPERFICIAL - MÉTODO SCS (1957) - Cont.

Bacias (n°)	Lado	Área (Km²)	Cof. CN	% área p/ calc. CN	área parcial (Km²)	CN médio	S (Param.)	P>0,2*S (Cond. Eq. Pe)
50	LE	26,9	36	60	16,14			
			25	40	10,76	31,6	549,797468	109,9595
51	LD	4,6	25	60	2,76			
			36	40	1,84	29,4	609,945578	121,9891
			0	0	0	25	762	152,4000
52	LD	21,6	25	30	6,48			
			36	35	33,67			
			60	35	33,67	41,1	364,004866	72,8010
			25	40	14,28	46	298,173913	59,6348
53	LD	18	25	80	14,4			
			36	20	3,6	27,2	679,823529	135,9647
			25	100	11,7			
			0	0	0	25	762	152,4000
54	LD	28,5	25	35	9,975			
			26	30	28,86			
			36	35	33,67	29,15	617,35506	123,4710
			25	40	8,96			
			36	35	33,67			
			26	25	24,05	29,1	618,852234	123,7704
55	LD	94,1	25	20	18,82			
			26	30	28,86			
			52	50	48,1	38,8	400,639175	80,1278
			26	60	62,7			
55	LE	104,5	25	20	19,24			
			52	20	19,24	31	565,354839	113,0710
			25	20	5,62			
			36	80	22,48	33,8	497,47929	99,4959
56	LD	28,1	25	100	25			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	60	40,26			
			26	20	19,24			
			52	20	19,24	30,6	576,065359	115,2131
			26	70	34,86			
57	LE	49,8	25	20	19,24			
			52	10	9,62	28,4	640,366197	128,0732
			25	60	8,22			
			36	20	19,24			
			26	20	19,24	27,4	673,007299	134,6015
			25	100	3			
58	LD	13,7	0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	17,8			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	33,4			
59	LE	33,4	0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	54,2			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	31,4			
60	LD	54,2	0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	54,2			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	61,3			
61	LE	61,3	0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	150,6			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	23,1			
62	LD	23,1	0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	23,1			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	7,9			

			0	0	0	25	762	152,4000
63	LD	32,9	25	60	19,74			
			36	40	13,16	29,4	609,945578	121,9891
	LE	22,8	25	100	22,8			
			0	0	0	25	762	152,4000
64	LD	11,4	25	100	11,4			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	40,9	25	90	36,81			
			36	10	4,09	26,1	719,180077	143,8360
65	LD	2,1	25	100	2,1			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	8	25	100	8			
			0	0	0	25	762	152,4000
66	LD	24,1	25	70	16,87			
			59	30	7,23	35,2	467,590909	93,5182
	LE	12	59	50	6			
			25	50	6	42	350,761905	70,1524

TABELA I.1 - VALORES DE PRECIPITAÇÃO PARA GERAR ESCOAMENTO SUPERFICIAL - MÉTODO SCS (1957) - Cont.

Bacias (n°)	Lado	Área (Km²)	Cof. CN	% área p/ calc. CN	área parcial (Km²)	CN médio	S (Param.)	P>0,2*S (Cond. Eq. Pe)
67	LD	18,7	59	60	11,22			
			25	40	7,48	45,4	305,471366	61,0943
			0	0	0	25	762	152,4000
68	LD	77,1	59	80	61,68			
			25	20	15,42	31,8	544,742138	108,9484
			25	70	25,83			
69	LD	19,9	59	30	11,07	35,2	467,590909	93,5182
			25	100	19,9			
			0	0	0	25	762	152,4000
70	LD	24,5	25	100	25,2			
			0	0	0	25	762	152,4000
			0	0	0	25	762	152,4000
71	LD	24,5	25	50	12,25			
			59	50	12,25	42	350,761905	70,1524
			25	80	16,32			
72	LD	61,7	59	20	4,08	31,8	544,742138	108,9484
			25	90	55,53			
			26	10	6,17	25,1	757,952191	151,5904
73	LD	25,7	25	100	25,7			
			0	0	0	25	762	152,4000
			0	0	0	25	762	152,4000
74	LD	17,4	26	60	10,44			
			25	40	6,96	25,6	738,1875	147,6375
			25	65	37,18			
75	LD	50,1	26	35	20,02	25,35	747,972387	149,5945
			25	90	45,09			
			26	10	5,01	25,1	757,952191	151,5904
76	LD	21,2	25	90	19,08			
			26	10	2,12	25,1	757,952191	151,5904
			26	90	65,52			
77	LD	72,8	25	10	7,28	25,9	726,694981	145,3390
			25	60	24,18			
			26	40	16,12	25,4	746	149,2000
78	LD	46,9	26	90	42,21			
			25	10	4,69	25,9	726,694981	145,3390
			25	70	13,16			
79	LD	18,8	26	30	5,64	25,3	749,952569	149,9905
			26	70	29,05			
			25	10	9,62			
80	LD	41,5	52	20	19,24	31,1	562,720257	112,5441
			26	40	20,96			
			52	30	28,86			
81	LD	52,4	25	30	28,86	33,5	504,208955	100,8418
			26	80	14,24			
			25	20	3,56	25,8	730,496124	146,0992
82	LD	29,4	25	80	23,52			
			26	20	5,88	25,2	753,936508	150,7873
			25	60	28,5			
83	LD	47,5	59	40	19	38,6	404,031088	80,8062
			25	70	30,38			
			59	30	13,02	35,2	467,590909	93,5182
84	LD	64,8	25	80	51,84			
			59	20	12,96	31,8	544,742138	108,9484
			59	60	30,66			
85	LD	51,1	25	40	20,44	45,4	305,471366	61,0943
			25	100	20,4			
			0	0	0	25	762	152,4000
86	LD	20,4	25	90	35,64			
			0	0	0	25	762	152,4000
			25	90	35,64			

81	LD	61,4	26	10	3,96	25,1	757,952191	151,5904
			25	70	42,98			
	LE	44,7	59	30	18,42	35,2	467,590909	93,5182
			25	90	40,23			
82	LD	5,2	59	10	4,47	28,4	640,366197	128,0732
			25	100	5,2			
	LE	11	0	0	0	25	762	152,4000
			25	100	11			
83	LD	19,6	0	0	0	25	762	152,4000
			25	80	15,68			
	LE	26,2	59	20	3,92	31,8	544,742138	108,9484
			25	90	23,58			
84	LD	30,3	59	10	2,62	28,4	640,366197	128,0732
			25	80	24,24			
	LE	49	59	20	6,06	31,8	544,742138	108,9484
			25	60	29,4			
			59	40	19,6	38,6	404,031088	80,8062

TABELA I.1 - VALORES DE PRECIPITAÇÃO PARA GERAR ESCOAMENTO SUPERFICIAL - MÉTODO SCS (1957) - Cont.

Bacias (n°)	Lado	Área (Km²)	Coef. CN	% área p/ calc. CN	área parcial (Km²)	CN médio	S (Param.)	P>0,2*S (Cond. Eq. Pe)
85	LD	76,9	25	90	69,21			
			59	10	7,69	28,4	640,366197	128,0732
	LE	30,3	25	90	27,27			
86	LD	53,5	25	90	48,15			
			59	10	3,03	28,4	640,366197	128,0732
	LE	26,5	25	80	21,2			
87	LD	24,5	25	100	24,5	31,8	544,742138	108,9484
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	24,3	25	100	24,3			
88	LD	21,1	25	100	21,1			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	26,6	25	100	26,6			
89	LD	55,7	25	100	55,7			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	45,1	25	100	45,1			
90	LD	25,9	25	100	25,9			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	10,6	25	100	10,6			
91	LD	40,4	25	100	40,4			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	17,5	25	100	17,5			
92	LD	37	25	100	37			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	38,4	25	100	38,4			
93	LD	27,1	25	100	27,1			
			0	0	0	25	762	152,4000
	LE	20,7	25	100	20,7			
94	LD	47,8	26	60	28,68			
			25	40	19,12	25,6	738,1875	147,6375
	LE	35,8	25	90	32,22			
95	LD	16,6	26	100	16,6			
			0	0	0	26	722,923077	144,5846
	LE	36,4	26	100	36,4			
96	LD	14,9	26	100	14,9			
			0	0	0	26	722,923077	144,5846
	LE	9,7	26	90	8,73			
97	LD	26	26	100	26			
			0	0	0	26	722,923077	144,5846
	LE	4,8	26	90	4,32			
98	LD	35,3	52	20	7,06			
			25	50	48,1			
			26	30	28,86	30,7	573,361564	114,6723
	LE	43,5	26	50	21,75			
			25	30	28,86			

			52	20	19,24	30,9	568,006472	113,6013
99	LD	25,1	26	80	20,08			
			25	20	5,02	25,8	730,496124	146,0992
	LE	27,9	26	90	25,11			
			25	10	2,79	25,9	726,694981	145,3390
100	LD	3,2	25	70	2,24			
			26	30	0,96	25,3	749,952569	149,9905
	LE	1,6	25	100	1,6			
					0	0	0	25

TABELA I.2 - VALORES DE PRECIPITAÇÃO PARA GERAR ESCOAMENTO SUPERFICIAL - MÉTODO SCS (1957).

Bacias (n°)	Lado	Área (Km²)	Coef. CN	Área p/ calc. CN	% da área	CN médio	S (Param.)	P>0,2*S (Cond. Eq. Pe)
1	LD	4985,14	37,46	1.259,44	25,2638843			
			28,07	1.069,40	21,4517546			
			27,56	1.231,90	24,7114424			
			28,80	1.424,40	28,5729187	30,5255351	578,0902459	115,6180
	LE	1383,95	38,05	403,35	29,144839			
			32,60	267,10	19,2998302			
			33,55	486,20	35,131327			
			30,16	227,30	16,4240038	34,1217241	490,393805	98,0788