CRISTIANO DE PÁDUA MILAGRES OLIVEIRA

PLATAFORMA DE ANÁLISE E SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA
PLASH

São Paulo
2012

CRISTIANO DE PÁDUA MILAGRES OLIVEIRA

PLATAFORMA DE ANÁLISE E SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA
PLASH

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

São Paulo
2012

CRISTIANO DE PÁDUA MILAGRES OLIVEIRA

PLATAFORMA DE ANÁLISE E SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA
PLASH

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia Hidráulica e Ambiental

Orientador:
Prof. Dr. Rubem La Laina Porto

São Paulo
2012

FICHA CATALOGRÁFICA

Oliveira, Cristiano de Pádua Milagres
Plataforma de análise e simulação hidrológica – PLASH / C. P.
M. Oliveira. -- São Paulo, 2012.
180 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Am-
biental.

1. Hidrologia 2. Ciclo hidrológico 3. Drenagem urbana 4. Simu-
lação (Modelos) I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental II.t.

Aos meus queridos pais, Antonio de Pádua e Maria Auxiliadora, por toda dedicação, sacrifício e amor aos filhos.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Rubem La Laina Porto, por sua orientação, amizade e confiança desde minha graduação, pela paciência e valiosos conselhos, minha admiração e respeito pela distinta decência, dedicação, profissionalismo e solidariedade. Minha gratidão pelo constante apoio e oportunidade de desenvolvimento profissional.

Aos professores: Dr. Arisvaldo Vieira Mélo Júnior, pela grande amizade, um exemplo de cidadão, profissional e educador; Dr. Kamel Zahed Filho, por seu apoio e dedicação na condução da minha formação; Dra. Mônica Ferreira do Amaral Porto, pelo carinho, incentivo e ajuda; e Dr. Kokei Uehara, o “Domador de Rios”, minha admiração ao honorável mestre.

Aos funcionários da secretaria do PHD, em especial à Wandréa Dantas, secretária do programa de pós-graduação, pelo excelente trabalho e assistência prestados.

Aos meus amigos do LabSid: MSc. Alexandre Nunes Roberto, André Sandor Kajdacsy Balla Sosnoski, Dr. André Schardong, Carla Voltarelli Franco da Silva, Dra. Celimar Azambuja, Dra. Dejanyne Zamprogno, João Rafael Bergamaschi Tercini, Dr. Joaquin Ignacio Bonnacarrère Garcia, Honório Lisboa Neto, Dra. Mirléia Aparecida de Carvalho, Roberto Alves de Oliveira, Satie Ishikawa, e em especial à Dra. Silvana Susko Marcellini, pela imensa ajuda e atenção dedicada a este trabalho.

Aos antigos e novos moradores da república, pelos longos anos de agradável companhia e amizade.

Principalmente aos meus pais, Antonio de Pádua Oliveira e Maria Auxiliadora Pereira Milagres Oliveira, aos meus irmãos, Antonio de Pádua Oliveira Junior e Guilherme de Pádua Milagres Oliveira, e à minha noiva e breve futura esposa, Daniela Cristina Silva e sua mãe, Maria Penha da Silva, por todo apoio, atenção, dedicação, carinho e incentivo todo esse tempo.

“Para todo problema complexo existe uma
solução simples e errada.”

(Rubem La Laina Porto)

RESUMO

A modelagem matemática da hidrologia de bacias hidrográficas é largamente utilizada em estudos de diversos tipos de problemas encontrados na engenharia hidráulica e de recursos hídricos. Nestes últimos 150 anos, muitos pesquisadores realizaram observações e experimentos sobre a natureza do ciclo hidrológico para que pudessem entender e equacionar seu comportamento. Diversos modelos diferentes surgiram baseando-se em equacionamentos físicos e empíricos, sendo que muitos destes modelos clássicos são utilizados até hoje. Para se ter uma visão mais abrangente do tema, uma revisão do estado da arte é apresentada, com uma perspectiva histórica destes modelos e seus criadores, assim como uma classificação fundamentada em suas características. Também são examinados alguns dos sistemas computacionais para modelagem hidrológica de bacias hidrográficas mais utilizados atualmente. São discutidas as hipóteses de uma simplificação do ciclo hidrológico para eventos intensos utilizados em projetos. Cada componente do ciclo hidrológico simplificado é modelado utilizando um dos diferentes modelos hidrológicos propostos, com graus de complexidade distintos. Para cada um destes modelos é realizada uma análise de sensibilidades dos seus parâmetros. Baseado nos avanços tecnológicos mais recentes na ciência da computação foi desenvolvido, em paralelo a esta pesquisa, uma ferramenta computacional que compila todos os conceitos aqui apresentados e tem distribuição acadêmica livre.

Palavras-chave: Ciclo hidrológico. Hidrologia sintética. Simulação (modelos).

ABSTRACT

The mathematical modeling of the watershed hydrology is widely used in studies of several problems related to hydraulic and water resources engineering. On these last 150 years, many researchers accomplished observations and experiments on the nature of the hydrologic cycle in order to understand and equates its behavior. Several different models appeared basing on physical and empiric equating, and many of these classic models are being used until today. To get a more comprehensive view on the theme, a state of the art revision is presented, with an historical perspective about these models and its creators, such as a classification based on its characteristics are presented. Also some computational systems of hydrologic modeling of watershed are also examined more used now. The hypotheses of a simplification of the hydrologic cycle are discussed for intense events used in projects. Each component of the simplified hydrologic cycle is modeled using one of the different hydrologic models proposed, with distinct grades of complexity. For each one of these models a sensibility analysis of their parameter is performed. Based on the more recent technological progresses in the computational science was developed, parallel to this research, a computational tool that compiles all the concepts here presented and has free academic distribution.

Keywords: Hydrological cycle. Synthetic hydrology. Simulation (Models).

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação simplificada do Ciclo Hidrológico	32
Figura 2 - Ciclo Hidrológico anual relativo à precipitação no continente	34
Figura 3 - Quantidades anuais do balanço hídrico global	35
Figura 4 - Representação da bacia hidrográfica de um curso d'água	36
Figura 5 - Corte transversal de uma bacia hidrográfica.....	37
Figura 6 - A Bacia Hidrográfica como um sistema hidrológico	38
Figura 7 - Zonas inundáveis	40
Figura 8 - Exemplo de alteração do balanço hídrico devido à urbanização	43
Figura 9 - Fases do desenvolvimento da drenagem	45
Figura 10 - Evolução da utilização de estruturas de retenção em áreas urbanas	47
Figura 11 - Bacia de Retenção.....	47
Figura 12 - Bacia de Retenção.....	48
Figura 13 - Desenho de uma Bacia de Retenção em Paralelo	49
Figura 14 - Hidrogramas de uma Bacia de Retenção em Paralelo	49
Figura 15 - Desenho de uma Bacia de Retenção em Série	50
Figura 16 - Hidrogramas de uma Bacia de Retenção em Série	50
Figura 17 - Ciclo Hidrológico sistêmico completo.....	60
Figura 18 - Ciclo Hidrológico sistêmico simplificado.....	62
Figura 19 - Distribuição dos sistemas pelo mundo.....	69
Figura 20 – Esquema de uma área impermeabilizada	96
Figura 21 - Frente de umedecimento no método de Green-Ampt.....	103
Figura 22 - Representação esquemática dos parâmetros de Green-Ampt	105
Figura 23 - Exemplo de isócronas de uma bacia hidrográfica.....	125
Figura 24 - Reservatório linear de Clark.....	126
Figura 25 - Esquema de reservatórios do SMAP Diário	132
Figura 26 - Esquema de reservatórios do SMAP Mensal.....	136
Figura 27 - Esquema de reservatórios do SMAP Horário	139
Figura 28 – Representação do modelo de amortecimento de Muskingum	143
Figura 29 - Formato para descrever a geometria do canal com 8 pontos	145
Figura 30 - Níveis e volumes nas barragens.....	147

Figura 31 - Elemento tempo-espaço para amortecimento em reservatório.....	148
Figura 32 - Gráfico ilustrativo da equação.....	149
Figura 33 - Vertedor tipo creager.	150
Figura 34 -Vertedor tipo soleira espessa.....	151
Figura 35 - Vertedor retangular de parede espessa.....	151
Figura 36 - Vertedor triangular de parede delgada.....	151
Figura 37 - Vertedor retangular de parede delgada.	151
Figura 38 - Vertedor trapezoidal de parede delgada.	152
Figura 39 - Vertedor de parede delgada retangular com saída lateral simples.	152
Figura 40 - Vertedor de parede delgada retangular com saída lateral em canal.....	152
Figura 41 – Estrutura de reservatório / canal lateral.....	153
Figura 42 - Exemplo esquemático de bacias hidrográficas em cascata.....	154
Figura 43 - Exemplo esquemático de bacias hidrográficas em cascata com a rede de fluxo.....	154
Figura 44 - Fluxograma das Inter-relações dos Elementos e Modelos	156
Figura 45 - Estrutura de reservatórios do PLASH	159
Figura 46 - Tela principal do PLASH em planilha eletrônica	164
Figura 47 - Tela de caracterização das bacias no PLASH	164
Figura 48 - Tela com resultados compilados da simulação.....	165
Figura 49 - Tela individual das sub-bacias	165
Figura 50 – Tela com gráficos da simulação.....	166
Figura 51 - PLASH no Contexto de um Sistema de Suporte a Decisões	167
Figura 52 – Sistema de previsão de vazões utilizando o PLASH.....	168

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva “S” do SCS de 12h interpolada entre a de 6h e 24h II	84
Gráfico 2 - Curva “S” do SCS de 6h comparadas com IDF's de algumas cidades brasileiras.....	84
Gráfico 3 - Curva “S” do SCS de 12h comparadas com IDF's de algumas cidades brasileiras.....	85
Gráfico 4 - Curva “S” do SCS de 24h comparadas com IDF's de algumas cidades brasileiras.....	85
Gráfico 5 - Curvas adimensionais de Huff.....	92
Gráfico 6 - Coeficiente de redução espacial em função da duração.	94
Gráfico 7 - Ocorrências diferentes do modelo Green-Ampt	104
Gráfico 8 - Relação entre os parâmetros CN e K , SP , e Sf	108
Gráfico 9 - Diagrama triaxial de solos	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Disponibilidade de água nos continentes	33
Tabela 2 - Quantidade de água nas fases do Ciclo Hidrológico	35
Tabela 3 - Alguns dos sistemas de modelagem mais conhecidos	70
Tabela 4 - Relação entre as alturas pluviométricas das chuvas máximas de 24 horas e de 1 dia.....	73
Tabela 5 - Período de Retorno para diferentes ocupações.....	77
Tabela 6 – Hietograma adimensional acumulado de 6 horas do SCS	86
Tabela 7 – Hietograma adimensional acumulado de 12 horas do SCS	86
Tabela 8 – Hietograma adimensional acumulado de 24 horas do SCS Tipo 1	87
Tabela 9 – Hietograma adimensional acumulado de 24 horas do SCS Tipo 1A.....	88
Tabela 10 – Hietograma adimensional acumulado de 24 horas do SCS Tipo 2	89
Tabela 11 – Hietograma adimensional acumulado de 24 horas do SCS Tipo 3	90
Tabela 12 – Hietograma adimensional acumulado de 48 horas do SCS Tipo 2	91
Tabela 13 – Curvas adimensionais de Huff.....	92
Tabela 14 - Frequências das tormentas nos quartis de Huff	92
Tabela 15 - Parâmetros de Horton para diferentes tipos de solos	98
Tabela 16 – Valores de CN em função da cobertura e do tipo hidrológico do solo (Condição II).....	101
Tabela 17 – Conversão das curvas CN para as diferentes condições de umidade do solo.....	102
Tabela 18 – Correspondência entre CN e os parâmetros de Green e Ampt.....	108
Tabela 19 – Parâmetros hidráulicos para diferentes tipos de solos	109
Tabela 20 - Coeficientes de retardo	113
Tabela 21 – Velocidades médias do escoamento superficial (m/s).....	117
Tabela 22 - Valores de C baseados nas características gerais da bacia receptora	120
Tabela 23 - Resumo dos Valores de C baseados nas características detalhadas da superfície.....	120
Tabela 24 – Valores do coeficiente C com base em superfícies	121
Tabela 25 – Valores de C por tipo de ocupação	121
Tabela 26 – Valores de C adotados pela Prefeitura de São Paulo	122

Tabela 27 - Coeficientes K	123
Tabela 28 - Valores de coeficientes $K2t$	134
Tabela 29 - Valores de coeficientes Kkt	135
Tabela 30 - Valores de abstração inicial	135
Tabela 31 - Valores de capacidade de campo	135
Tabela 32 - Valores de coeficientes $K2t$	138
Tabela 33 - Valores para a capacidade de campo	142

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABC	Análise de Ondas de Cheias em Bacias Complexas
ABRH	Associação Brasileira de Recursos Hídricos
AMR	Amortecimento de Ondas de Cheia em Reservatórios
ANA	Agência Nacional de Águas
DAEE	Departamento de Água e Energia Elétrica
EUA	Estados Unidos da América
LabSid	Laboratório de Sistemas de Suporte a Decisões
PLASH	Plataforma de Análise e Simulação Hidrológica
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USP	Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO.....	17
OBJETIVOS	18
1 INTRODUÇÃO	19
1.1 HISTÓRIA DA HIDROLOGIA.....	19
1.1.1 PERÍODO DE DESCOBERTAS	19
1.1.2 PERÍODO DE OBSERVAÇÕES	23
1.1.3 PERÍODO DE MEDIÇÕES	23
1.1.4 PERÍODO DE EXPERIMENTAÇÕES.....	24
1.1.5 PERÍODO DE MODERNIZAÇÕES.....	25
1.1.6 PERÍODO DE EMPIRISMOS.....	26
1.1.7 PERÍODO DE RACIONALIZAÇÕES	26
1.1.8 PERÍODO DE TEORIZAÇÕES E MODELAGENS	27
1.2 CONCEITOS.....	28
1.2.1 HIDROLOGIA	28
1.2.2 CICLO HIDROLÓGICO	29
1.2.3 BACIA HIDROGRÁFICA.....	36
1.3 CONTEXTO DA MODELAGEM.....	39
1.3.1 FENÔMENO DAS CHEIAS.....	39
1.3.2 URBANIZAÇÃO E OBRAS HIDRÁULICAS	42
1.3.3 MODELAGEM DE CHEIAS	50
2 JUSTIFICATIVA	53
3 REFERENCIAL TEÓRICO	54
3.1 MODELOS HIDROLÓGICOS	54
3.1.1 CLASSIFICAÇÃO DOS MODELOS HIDROLÓGICOS	56
3.1.2 MODELOS DE SIMULAÇÃO DO CICLO HIDROLÓGICO	59

3.2	SISTEMAS HIDROLÓGICOS.....	63
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	64
4.1	ESTADO DA ARTE: MODELOS DE SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA....	64
4.2	SISTEMAS DE MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	68
5	METODOLOGIA	71
5.1	MODELOS DE PRECIPITAÇÃO	71
5.1.1	INTENSIDADE.....	73
5.1.2	DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL.....	80
5.1.3	DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL.....	93
5.1.4	TORRENTA DE PROJETO	95
5.2	MODELOS DE INFILTRAÇÃO	95
5.2.1	HORTON (1940).....	97
5.2.2	SCS (1972)	98
5.2.3	GREEN-AMPT (1911).....	102
5.3	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO.....	110
5.3.1	BRANSBY WILLIAMS (1922).....	111
5.3.2	KIRPICH (1940)	111
5.3.3	CALIFORNIA CURVERTS PRACTICE (1942)	112
5.3.4	IZZARD (1946).....	113
5.3.5	DOOGUE (1956)	114
5.3.6	KERBY (1959)	114
5.3.7	ONDA CINEMÁTICA (1965)	115
5.3.8	FEDERAL AVIATION AGENCY (1970)	115
5.3.9	SCS - TEMPO DE RETARDO (1973).....	116
5.3.10	SCS - MÉTODO CINEMÁTICO (1975).....	116
5.3.11	TSUCHIYA (1978)	118
5.3.12	ARNELL (1989).....	118

5.3.13	COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL	119
5.3.14	DNOS (1998)	123
5.3.15	VARIAÇÃO COM A IMPERMEABILIZAÇÃO	123
5.4	MODELOS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL	124
5.4.1	CLARK	125
5.4.2	SANTA BARBARA (1975)	127
5.4.3	HIDROGRAMA TRIANGULAR DO SCS	129
5.5	SMAP (1981)	131
5.5.1	DIÁRIO	131
5.5.2	MENSAL	135
5.5.3	HORÁRIO	138
5.6	MODELOS DE AMORTECIMENTO EM CANAL	142
5.6.1	MUSKINGUM	142
5.6.2	MUSKINGUM-CUNGE COM PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO	143
5.7	MODELO DE AMORTECIMENTO EM RESERVATÓRIO	145
5.7.1	BALANÇO DE VOLUME	147
5.7.2	VERTEDORES	149
5.7.3	MODELO DE RESERVATÓRIO LATERAL	152
5.8	TOPOLOGIA	153
5.8.1	PONTOS DE CONTROLE	155
5.8.2	RESERVATÓRIOS	155
5.8.3	TRANSFERÊNCIAS	155
5.8.4	BACIAS HIDROGRÁFICAS	155
5.9	SIMULAÇÃO CONJUNTA DOS MODELOS	156
6	PLASH	158
6.1	MODELO	158
6.2	INTERFACE EM PLANILHA ELETRÔNICA	164

6.3	PLASH EM UM SISTEMA DE PREVISÃO E ALERTA	166
7	CONCLUSÕES	169
	REFERÊNCIAS	171
	ANEXO A - BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	176

APRESENTAÇÃO

O autor, Cristiano de Pádua Milagres Oliveira, nascido aos 13 de abril de 1978 em Londrina/PR, iniciou sua vida estudantil em 1984 quando se mudou para São Sebastião do Paraíso/MG, onde cursou e concluiu o Ensino Fundamental e Médio. Em 1996 ingressou no curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Desde 1998, faz parte do grupo que forma o LabSid, quando inicialmente atuou como monitor de graduação da disciplina de Hidrologia Aplicada, sob a orientação dos professores Dr. Kamel Zahed Filho e Dr. Rubem La Laina Porto. Dentre os trabalhos desenvolvidos, podem-se destacar as tarefas de auxílio às melhorias de apostilas e materiais de aula, e o desenvolvimento de programas de computador de caráter didático como o AMR e o ABC6. Este último, com grande destaque, pois a partir deste trabalho o autor se envolveu definitivamente com a hidrologia. Em seguida continuou com o trabalho, desta vez como estagiário, enquanto teve a oportunidade de participar e publicar diversos trabalhos em simpósios de recursos hídricos promovidos pela ABRH.

Graduou-se em 2003, ao mesmo tempo em que ingressou no programa de Pós-Graduação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, sob a orientação do Professor Dr. Kamel Zahed Filho, mas não concluiu.

Em 2009 reingressou ao programa, agora pela orientação do Prof. Dr. Rubem La Laina Porto, desde quando vem se dedicando na elaboração deste trabalho como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos junto ao Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental desta escola.

O autor tem interesse nas áreas de hidrologia sintética e estatística, modelagem matemática, previsão de vazões, simulação e calibração de modelos hidrológicos por meio de algoritmos meta-heurísticos.

OBJETIVOS

Esta pesquisa apresenta em caráter geral um objetivo único que é a concepção e o desenvolvimento de uma plataforma de análise de sistemas hidrológicos. Denomina-se de plataforma hidrológica como uma tecnologia empregada na estrutura do ciclo hidrológico, garantindo facilidade de integração dos seus diversos elementos, criando um processo operacional de simulação.

A fim de atingir este objetivo, é necessário desenvolver algumas etapas:

- Obter conhecimentos sobre os modelos matemáticos aplicados à hidrologia, suas funcionalidades, características, vantagens e limitações, através de uma revisão do estado da arte que abrange desde os modelos clássicos em hidrologia até os avanços tecnológicos mais recentes;
- Estudar alguns dos principais sistemas de simulação hidrológica difundidos no meio acadêmico e profissional;
- Selecionar os modelos hidrológicos que irão compor a plataforma de análise hidrológica, compatíveis com os resultados esperados;
- Integrar estes modelos entre si, como: transformação de chuva em vazão, amortecimento em canais e reservatórios;
- Criar a plataforma no formato de planilha eletrônica, permitindo que qualquer usuário, sem conhecimento de programação, consiga entender os processos e permita:
 - Simular eventos discretos e contínuos;
 - Realizar simulações e previsões;
 - Analisar cenários diversos.

1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta ao leitor o surgimento e amadurecimento da Hidrologia como ciência sob a ótica humana, seus principais colaboradores, os conceitos formados e as principais causas e soluções adotadas para o problema das cheias.

1.1 HISTÓRIA DA HIDROLOGIA

A água é a substância mais abundante no planeta Terra, o principal constituinte de todas as coisas vivas e a principal força que constantemente dá forma à superfície terrestre. É também um fator importante no condicionamento da atmosfera terrestre para a existência humana e influência do progresso da civilização (Chow, Maidment, & Mays, 1988).

Por ser uma necessidade essencial para a vida humana, a água sempre teve papel importante na história da humanidade. Tendo em vista que a água distribui-se de forma irregular, no tempo e no espaço, torna-se necessário estar onde ela está, ou então, transportá-la dos locais onde está disponível até os locais onde é necessária (Cirilo, Baptista, Coelho, & Mascarenhas, 2003).

A evolução do conhecimento sobre a Hidrologia foi estudada por diversos autores como Lima (2008), Haestad Methods *et al.* (2003), Haestad Methods e Durrans (2003) e Tucci (2004), e classificadas em períodos comuns, desde a sua descoberta até o que se conhece atualmente.

1.1.1 PERÍODO DE DESCOBERTAS

Até por volta de 6.000 AC, as atividades humanas produtivas estavam ligadas apenas à obtenção de alimentos diretamente da natureza, através da caça, pesca e extrativismo vegetal. Não havia, portanto, atividades agrícolas como plantações e pecuárias organizadas e a população, extremamente esparsa, vivia de forma nômade.

Com a formação das primeiras aglomerações humanas, procurou-se sempre efetuar sua implantação em sítios próximos de cursos d'água, que pudessem proporcionar o suprimento de água para o consumo e higiene humana, bem como para as primitivas atividades agrícolas e artesanais. Entretanto, nem sempre a água estava disponível em dado local, na quantidade demandada. Em dado momento, portanto, tornou-se essencial a implantação dos primeiros artefatos e obras de condução de água.

Os primeiros vestígios de obras hidráulicas, datadas de 4.000 AC a 3.000 AC, foram encontrados no Oriente Médio e na Ásia. Um dos vestígios conhecidos mais antigos de obras hidráulicas consiste em complexos sistemas de canais de irrigação e de navegação, construídos pelos Sumérios, na região da antiga Mesopotâmia.

Barragens importantes, situadas em grandes rios do Oriente Médio, foram construídas antes de 3.000 AC pelos Egípcios e Babilônios. A barragem Marib, onde atualmente encontra-se o lêmén, operou por mais de 1.400 anos antes de romper devido à falta de manutenção. O que era realmente inacreditável sobre estas estruturas e àquelas construídas milhares de anos atrás, é que seus projetos foram baseados unicamente na tentativa e erro e nas experiências práticas dos construtores. Nenhuma análise hidráulica foi realizada. Estas estruturas provavelmente permaneceram por muito tempo, sem nenhuma análise de engenharia, pois eram brutalmente superdimensionadas. Hoje, engenheiros tentam evitar estruturas superdimensionadas por causa dos custos e dos espaços desnecessários envolvidos.

Por volta de 3.000 AC, habitantes Indos da cidade de Mohenjo-Daro (atualmente Paquistão) construíram esgotos interligados, formando um sistema rústico de esgoto sanitário, utilizando canos para remover a água das chuvas das ruas. Os trabalhos de construção e a engenhosidade dos projetos de seus sistemas demonstravam que, em alguns casos, eram tomados maiores cuidados com os sistemas de esgotos do que com a construção de algumas edificações. Outros sistemas de esgoto foram construídos pelo Império da Mesopotâmia na Assíria e Babilônia (aproximadamente 2.500 AC) e pelos Minoicos na ilha de Creta (entre 3.000 AC e 1.000 AC).

No Egito antigo, no período 2.950 AC a 2.750 AC, presume-se que tenha sido construída a barragem de Sadd El-Kafara, no rio Nilo ao sul da atual Cairo. Os vestígios encontrados evidenciam que a barragem transbordou, tendo sido destruída

poucos anos após sua construção. Se a construção de uma barragem é um ponto não confiável, existem indícios seguros de que os Egípcios implementaram uma rede de medidas de nível d'água no rio Nilo, possibilitando a criação do primeiro sistema de previsão de cheias. Outras barragens e obras de irrigação foram construídas na China antes de 1.000 AC.

Sistemas de esgoto foram construídos em parte da cidade de Jerusalém (aproximadamente 1.000 AC) e na região central da Itália pelos Etruscos em 600 AC.

Nesse momento da História, os filósofos Gregos começaram a tentar explicar, erroneamente, o Ciclo Hidrológico. Até então se acreditava que a água das nascentes não poderia ser originada das chuvas, pois não teriam quantidade suficiente e a terra seria demasiadamente impermeável para possibilitar a infiltração e a percolação da água das chuvas.

Com base nestas duas suposições, os filósofos devotaram muito tempo no estabelecimento de hipóteses para explicar a origem da água das nascentes e dos rios. Os mais antigos aparentemente estavam satisfeitos com os postulados de que a água das nascentes originava-se de imensos e inesgotáveis reservatórios subterrâneos, enquanto que outros acrescentavam que tais reservatórios careceriam de ter pelo menos um mecanismo de recarga. Desta segunda linha de pensamento já se vislumbra o conceito do Ciclo Hidrológico, ou seja, que havia o retorno da água dos oceanos para os reservatórios subterrâneos. Entretanto, o mecanismo deste retorno era tido como sendo feito através de canais subterrâneos, ao invés da atmosfera pelo processo de evaporação.

Tales de Mileto, em 650 AC, acreditava que as nascentes e os rios eram alimentados pelo oceano, explicando que a água dos oceanos é aduzida através das rochas pela força dos ventos, sendo conduzida até as montanhas pela pressão das rochas. Platão de Atenas, entre 427 AC e 347 AC, idealizou um imenso mar subterrâneo, a que deu o nome de Tártaro, de onde se originava a água dos oceanos, lagos, rios e nascentes, sendo que estas águas voltavam ao Tártaro através de canais subterrâneos. Aristóteles de Estagira, entre 384 AC e 322 AC, já se preocupava mais com observações do que com abstrações. Ele reconheceu os processos de evaporação e condensação, que pela ação do sol a água se transformava em ar, voltando novamente a ser água após o resfriamento, caindo na forma de chuva. Reconheceu ainda que as chuvas contribuíam, em parte, para a

descarga dos rios, bem como que parte das chuvas se infiltrava no solo, reaparecendo nas nascentes.

Os primeiros pensamentos científicos relativos à Hidráulica são devidos aos gregos. De fato, chegaram até a época atual escritos de Arquimedes de Siracusa, do século III AC, referentes aos princípios da hidrostática, além de Hero de Alexandria, do século II AC, que expressou os princípios de medição de vazão e do papel da velocidade no escoamento, entre outros.

O que se observa de forma bastante clara até esse período da História é que não havia uma grande preocupação cognitiva com relação às obras executadas, conheciam-se e desenvolveram-se algumas técnicas que permitiam apenas a execução das obras necessárias. Não havia um processo definido de formalização, transmissão e desenvolvimento técnico e científico. Ou seja, havia uma “técnica” e não “engenharia”, no sentido atual do termo.

Pela importância que os Romanos atribuíam ao problema do abastecimento de água potável, Marcus Vitruvius Pollio, em 100 AC, apresentou conceitos próximos do entendimento atual do Ciclo Hidrológico. Vitruvius imaginava que as águas subterrâneas estavam localizadas sob as montanhas, pelo fato de que recebem grande quantidade de chuva e neve, e lá não ocorrem grandes perdas por evaporação, pois a presença da cobertura florestal torna impossível aos raios solares atingirem a superfície, e a cobertura e neve lá permanecem por mais tempo por causa da floresta densa.

No entanto, como de forma similar a tantos outros ramos do conhecimento, os Gregos foram grandes pensadores e inovadores, mas as realizações ficaram principalmente no plano intelectual e artístico, pois as obras de engenharia ficaram restritas ao estritamente necessário. Uma diferença de postura pode ser notada quanto aos Romanos, que se aproximaram mais do enfoque de construção do que da criação intelectual e se tornaram grandes construtores de obras hidráulicas, desde complexos sistemas prediais águas, como termas romanas, até grandes obras de abastecimento de água e esgotamento sanitário e pluvial.

Os aquedutos construídos pelos Romanos, aproximadamente em 100 DC, são citados frequentemente como um excelente exemplo de estruturas hidráulicas, no entanto, os Romanos não tiveram nenhum discernimento entre as relações entre declividade, velocidade e descarga. De fato, suas escrituras indicam que acreditavam que a área da seção transversal era a principal variável que

determinava a descarga. Aumentar ou diminuir a declividade aparentemente não foram entendidos como influência da capacidade de descarga do aqueduto.

Ruínas de algumas das grandes cidades na China indicam que partes de um sistema subterrâneo foi construído por volta de 200 DC. Outros exemplos de construção de antigos sistemas de esgoto incluem os Gregos, os Macedônios e os Persas.

Na Idade Média não foram constatadas contribuições significativas para a Engenharia Hidráulica, sendo que até as realizações dos Romanos caíram em desuso face à ausência de manutenção.

Depois desse período de especulações, que se prolongou até por volta de 1.400 DC, o desenvolvimento histórico da Hidrologia iniciou o Período Científico.

1.1.2 PERÍODO DE OBSERVAÇÕES

Entre 1.400 DC e 1.600 DC, ocorreu o Período de Observações, com conceitos filosóficos puros, a Hidrologia tendia para uma ciência de observações que ainda a caracteriza.

Neste período conhecido como Renascimento, século XVI DC, Leonardo da Vinci, que era encarregado do sistema de aquedutos de água de Milão na Itália, inicia uma nova fase de desenvolvimento da Hidráulica, com a publicação de suas observações e despertando novas ideias sobre o princípio de conservação de massa, efeito do atrito no escoamento e a velocidade de propagação de ondas. Tinha o conceito correto do Ciclo Hidrológico.

Somente com Leonardo da Vinci e Bernard Palissy, o Ciclo Hidrológico passou a ser mais bem compreendido. A dificuldade era aceitar que a precipitação tinha um volume maior que a vazão e que os rios são mantidos perenes pelo retardamento do escoamento do subsolo.

1.1.3 PERÍODO DE MEDIÇÕES

Entre 1.600 DC e 1.700 DC, aconteceu o Período de Medições. Neste período a Ciência Hidrologia teve seu início, com as primeiras medições dos processos do Ciclo Hidrológico.

O século XVII DC é reconhecido como o berço da ciência, com contribuições de diversos matemáticos e físicos, tais como Isaac Newton, René Descartes, Blaise Pascal, Robert Boyle e Gottfried Leibniz. Ocorreu o surgimento da Hidrodinâmica, que efetuava uma descrição matemática fina dos fenômenos físicos envolvidos com o escoamento.

Pierre Perrault analisou os componentes da relação precipitação e vazão, mediu a chuva (a primeira medição da chuva é atribuída a Kantilya, na Índia, por volta de 400 AC) durante 3 anos, a área aproximada de toda a bacia do rio Sena na França, bem como a vazão do rio. Concluiu que a quantidade de água recebida pela bacia através das chuvas era cerca de 6 vezes a quantidade descarregada pelo Rio Sena. Mediu também a taxa de evaporação da água em tanques de evaporação primitivos.

Edmé Mariotte também computou a descarga do rio Sena em Paris pela medição da largura, profundidade e velocidade do rio em cotas médias. A velocidade foi medida pelo método de flutuadores. Reconhecendo que a velocidade superficial é maior que a velocidade média, Mariotte dividiu o resultado por três, chegando, basicamente, aos mesmos resultados de Perrault.

Edmund Halley, logo após os trabalhos de Mariotte e Perrault, fez verificações sobre as taxas de evaporação no Mar Mediterrâneo, chegando à conclusão de que esta evaporação seria suficiente para equivaler à quantidade de água que é descarregada pelos rios que deságuam no Mar Mediterrâneo. Seus testes de evaporação foram feitos com soluções de concentração idêntica à do mar.

Pierre Perrault, Edmé Mariotte e Edmund Halley são referidos como os fundadores da hidrologia. Mas não se devem esquecer figuras notáveis como Galileu Galilei e Evangelista Torricelli. Destacam-se também neste momento histórico os grandes pioneiros Daniel Bernoulli, Leonhard Euler, Alexis Claude Clairaut e Jean d'Alembert.

1.1.4 PERÍODO DE EXPERIMENTAÇÕES

Entre 1.700 DC e 1.800 DC, sucedeu o Período de Experimentações. Durante o século XVIII DC, iniciaram-se os estudos experimentais e análises matemáticas da Hidrologia. Os progressos da Hidráulica têm diversas contribuições na Itália e,

principalmente na França, configurando o advento do que se pode denominar Hidráulica Moderna, com a fundação da primeira escola de engenharia do mundo nos moldes atuais, a École Nationale des Ponts et Chaussées.

Henri Pitot realizou uma série de experimentos para a medição da velocidade de escoamento da água em diferentes partes da secção transversal de um rio. Inventou, também, o tubo de Pitot para a medição da velocidade de fluidos. Giovanni Venturi desenvolveu métodos de medição da velocidade do escoamento através de dispositivos. Antoine de Chézy verificou que a velocidade de um rio varia com a declividade do canal e desenvolveu uma fórmula para relacionar a declividade com a velocidade.

Destacam-se também as contribuições de Jean-Charles de Borda, Charles Bossut, e Pierre du Buat, dentre outros.

1.1.5 PERÍODO DE MODERNIZAÇÕES

Entre 1.800 DC e 1.900 DC, sobreveio o Período de Modernizações, no qual são fundamentados os conceitos da Ciência Hidrológica. No século XIX DC, avanços significativos foram alcançados, mas de forma bastante cautelosa entre os Hidráulicos Práticos, com uma abordagem experimental, e os Hidrodinâmicos Clássicos, com uma abordagem puramente matemática dos fenômenos. As discrepâncias, frequentemente observadas entre os resultados experimentais e aqueles obtidos através do tratamento matemático, explicam essa cautela. Em termos experimentais, destacam-se os estudos e a introdução de conceitos sobre viscosidade e turbulência por Gotthilf Hagen, Jean-Louis-Marie Poiseuille e Reynolds Osborne, em épocas distintas, bem como os trabalhos de Julius Weisbach, Jacques Antoine Charles Bresse e Henry Darcy relativos à resistência dos escoamentos e perda de carga. Do ponto de vista da Hidrodinâmica devem ser destacados os trabalhos de Claude-Louis Navier, George Gabriel Stokes, Jean Claude Saint-Venant, Robert Manning e outros que contribuíram enormemente para uma descrição dos escoamentos através do estabelecimento de equações bastante gerais e abrangentes. John Dalton, além de experimentos sobre a infiltração com lisímetros, vazão e origem das nascentes, era muito interessado no processo de evaporação, e acabou deduzindo a lei das pressões parciais.

Iniciam-se as medições sistemáticas de precipitação e vazão. Nos Estados Unidos a coleta sistemática de precipitação iniciou em 1.819 DC, enquanto que a de vazão iniciou em 1.888 DC. No Brasil alguns postos de precipitação começam a operar, já os de vazão apenas no início do século seguinte.

1.1.6 PERÍODO DE EMPIRISMOS

Entre 1.900 DC e 1.930 DC, surgiu o Período de Empirismos. Não obstante o grande avanço do período anterior, o estudo da Hidrologia Quantitativa estava ainda em seus primórdios, e a Hidrologia era basicamente uma ciência empírica, pois se desconhecia ainda as bases físicas de muitas das determinações hidrológicas. Inúmeras fórmulas empíricas foram desenvolvidas durante este período. Como tais, elas não se satisfaziam em todas as situações, e houve um esforço muito grande no sentido de se incrementar as investigações hidrológicas. Muitas organizações nacionais e internacionais foram fundadas com esse propósito.

Em função do intenso desenvolvimento industrial no final do século XIX DC e início do século XX DC, tornaram-se essencial um estudo mais refinado do escoamento dos fluidos. Assim, em 1.904 DC, Ludwig Prandtl vem conciliar os dois ramos da Hidráulica, introduzindo a teoria da camada limite, explicando assim o comportamento distinto do fluido de acordo com as condições de contorno e as divergências entre a hidráulica teórica e experimental. Origina-se a mecânica dos fluidos, que conhece avanços extraordinários com trabalhos de Theodore von Karman, Johann Nikuradse, Lewis Ferry Moody, Cyril Frank Colebrook e outros. William Herbert Green e Gustav Adolph Ampt, em 1.911 DC, apresentam seus estudos sobre as abstrações da precipitação e infiltração.

Até a década de 1.930 DC, a Hidrologia tinha como base elementos descritivos do funcionamento dos fenômenos naturais e fórmulas empíricas de processos específicos.

1.1.7 PERÍODO DE RACIONALIZAÇÕES

Entre 1.930 DC e 1.950 DC, advém o Período de Racionalizações, no qual grandes hidrólogos desenvolveram e utilizaram análises racionais, ao invés de

empíricas, para a solução de problemas hidrológicos quantitativos. Destacam-se os trabalhos de: Leroy K. Sherman, em 1.932 DC, que apresentou os conceitos do hidrograma unitário utilizado para o cálculo do escoamento superficial; de Robert Elmer Horton, em 1.933 DC, que apresentou uma equação empírica para o cálculo da infiltração, permitindo a determinação da precipitação efetiva; de Charles V. Theis, em 1.935 DC, que desenvolveu a teoria para a hidráulica de poços; e Emil Julius Gumbel com a análise de frequência. Destacam-se também as contribuições de Jean-Charles de Borda, Charles Bossut, e Pierre du Buat, dentre outros.

Outros métodos quantitativos foram apresentados a partir desta época, permitindo a ampliação considerável dos conhecimentos nessa ciência.

1.1.8 PERÍODO DE TEORIZAÇÕES E MODELAGENS

Desde 1.950 DC, acontece o Período de Teorizações e Modelagens, que visa à aplicação de modelos matemáticos no estudo dos processos hidrológicos através de técnicas de simulação.

Apesar da grande quantidade de dados coletados diariamente, os métodos utilizados na Hidrologia até a década de 1.950 DC, praticamente limitavam-se a indicadores estatísticos dos processos envolvidos. Com o advento do computador, além do aprimoramento e experimentação das técnicas numéricas e estatísticas, houve um desenvolvimento acelerado de algumas subáreas da Hidrologia.

O advento da informática possibilitou uma verdadeira revolução na Hidráulica, permitindo a modelagem dos escoamentos permanentes e transitórios, já conhecidos do ponto de vista teórico desde o século XIX DC, mas que necessitavam de ferramentas de cálculo até então indisponíveis.

Os modelos semi-conceituais de transformação precipitação-vazão agregaram o conhecimento de diferentes processos na bacia hidrográfica para, numa macro análise, simular matematicamente essa parte do Ciclo Hidrológico. A Hidrologia Estatística, que teve impulso no começo do século com o estudo da frequência de cheias, desenvolveu-se com a quantificação de séries temporais (Hidrologia Estocástica) para dimensionamento de reservatórios.

Outros aspectos da Hidrologia tais como: o escoamento subterrâneo, fluxo em rios, lagos e estuários desenvolveram-se com o aprimoramento de técnicas matemáticas e o aumento da capacidade do computador.

Atualmente, com a redução dos custos destas tecnologias, estão sendo desenvolvidos modelos computacionais cada vez mais complexos (como é a realidade da natureza) e que requerem uma enorme quantidade de dados.

Quanto à Hidrologia Experimental, foram criados em diferentes países, bacias representativas e experimentais visando o entendimento e quantificação de processos físicos que ocorrem na bacia, tais como reflorestamento e desmatamento, erosão do solo e escoamento superficial. Os estudos visam a um melhor entendimento desses processos e a embasar o planejamento do uso da bacia hidrográfica.

O desenvolvimento na Hidrologia Moderna está ligado ao uso da água, ao controle da ação da mesma sobre a população e ao impacto sobre a bacia e o globo terrestre, visando principalmente o uso racional e a sustentabilidade.

1.2 CONCEITOS

Considerando a extensão do conhecimento no domínio da Hidrologia, são apresentadas as teorias e os conceitos básicos sobre os temas abordados nesta pesquisa.

1.2.1 HIDROLOGIA

O termo Hidrologia (ὕδατολογία), uma junção das palavras gregas *hydōr* (ὕδωρ) que significa água e *logos* (λόγος) que significa estudo ou ciência, designa a ciência cujo objetivo seria o estudo das águas no planeta Terra, sua ocorrência, circulação e distribuição, suas propriedades e sua relação com o meio ambiente, principalmente sua relação com os seres vivos (Wikimedia Foundation, 2012).

Devido à amplitude das áreas de conhecimento associadas a esta ciência (como os estudos das águas na atmosfera, nos lagos, nos oceanos e no meio ambiente), decidiu-se por restringir o campo de estudos da hidrologia propriamente dita (Fill, 1987).

Portanto, em uma definição mais restrita, a Hidrologia se preocupa com a circulação da água e seus constituintes pelo Ciclo Hidrológico. Trata da precipitação (sua formação, circulação e distribuição no tempo e no espaço), evaporação, infiltração, escoamento subterrâneo, escoamento superficial, escoamento em canais, e o transporte de substâncias dissolvidas ou suspensas em água corrente, além de suas propriedades biológicas, físicas e químicas e as interações com o ambiente e com os seres vivos. A Hidrologia se preocupa principalmente com a água na superfície do solo ou próximo dele; as águas oceânicas são domínios da oceanografia e das ciências marinhas (Maidment, 1993).

A Hidrologia é uma ciência que se baseia na observação dos processos envolvidos no meio físico natural (TUCCI, 2004). Deste modo a Hidrologia passou a ser ligada ao planejamento, construção e operação de projetos de recursos hídricos. Também é uma ciência multidisciplinar pelo fato de que ela integra conceitos de várias outras ramificações do conhecimento humano: física, química, biologia, hidráulica, matemática, estatística, entre outros.

Dependendo do ambiente particular de estudo da água e de sua circulação, a Hidrologia pode ser diferenciada em: hidrometeorologia (água na atmosfera), potamologia (água nos rios), limnologia (água nos lagos), criologia (geleiras), oceanologia (oceanos), pedohidrologia (água do solo) e hidrogeologia (água subterrânea).

Embora a Hidrologia seja uma ciência natural, a Engenharia Hidrológica é considerada uma ciência aplicada. Ela usa princípios hidrológicos na solução de problemas de engenharia provenientes da exploração dos recursos hídricos (PEDRAZZI, 2005).

1.2.2 CICLO HIDROLÓGICO

A água existe na Terra num espaço chamado de hidrosfera, a qual se estende aproximadamente por 15 km acima na atmosfera e aproximadamente 1 km abaixo na litosfera (a crosta da terra) (Chow, Maidment, & Mays, 1988). A água realiza uma circulação fechada na hidrosfera através de caminhos complexos, passando pelos seus três estados físicos: sólido (gelo), líquido e gasoso (vapor), constituindo o chamado Ciclo Hidrológico, considerado como o princípio fundamental da Hidrologia.

A circulação da água é o fenômeno global impulsionada fundamentalmente pela energia solar associada à gravitação e à rotação terrestre. O Ciclo Hidrológico só é fechado em nível global, pois a água evaporada em um determinado local do planeta, não precipita necessariamente no mesmo local em função da dinâmica terrestre (BUCHIANERI, 2004).

O Ciclo Hidrológico pode ser descrito a partir do vapor de água presente na atmosfera que, sob determinadas condições meteorológicas, condensa-se formando micro gotículas de água que se mantêm suspensas no ar devido à turbulência natural. O agrupamento destas microgotículas (visíveis) com o vapor de água (invisível) mais eventuais partículas de poeira e gelo, forma um aerossol que é chamado de nuvem ou nevoeiro, quando o aerossol forma-se junto ao solo. Através da dinâmica das massas de ar, acontece a primeira transferência de água da atmosfera para a superfície terrestre (Silveira, 2004).

A precipitação, na sua forma mais comum que é a chuva, ocorre quando complexos fenômenos de aglutinação e crescimento das microgotículas, em nuvens com presença significativa de umidade (vapor de água) e núcleos de condensação (poeira e gelo) formam uma grande quantidade de gotas com tamanho e peso suficientes para que a força da gravidade supere a turbulência normal do meio atmosférico. Quando o vapor de água transforma-se diretamente em cristais de gelo e estes atingem tamanhos e pesos suficientes, a precipitação pode ocorrer na forma de neve ou granizo.

No trajeto em direção à superfície terrestre a precipitação já sofre evaporação. Em algumas regiões esta evaporação pode ser significativa, existindo casos em que a precipitação é totalmente vaporizada.

Caindo sobre um solo com cobertura vegetal, parte do volume precipitado sofre interceptação em folhas e caules, de onde evapora. Excedendo a capacidade de armazenar água na superfície dos vegetais, ou por ação dos ventos, a água interceptada pode-se precipitar novamente para o solo. A interceptação é um fenômeno que ocorre tanto com a chuva como com a neve.

A água que atinge o solo segue diversos caminhos. Como o solo é um meio poroso, há infiltração de toda precipitação que chega ao solo, enquanto a superfície do solo não se satura. A partir do momento da saturação superficial, à medida que o solo vai sendo saturado a maiores profundidades, a infiltração decresce até uma taxa residual, com o excesso não infiltrado da precipitação gerando escoamento

superficial. A infiltração e a percolação no interior do solo são comandadas pelas tensões capilares nos poros e pela gravidade. A umidade do solo realimentada pela infiltração é aproveitada em parte pelos vegetais, que a absorve pelas raízes e a devolve parcialmente à atmosfera por transpiração, na forma de vapor de água. O que os vegetais não aproveitam percola para o lençol freático que normalmente contribui para o escoamento de base dos rios.

O escoamento superficial é impulsionado pela gravidade para as cotas mais baixas, vencendo principalmente o atrito com a superfície do solo. O escoamento superficial manifesta-se inicialmente na forma de pequenos filetes de água que se moldam ao microrrelevo do solo. A erosão de partículas de solo pelos filetes em seus trajetos, aliada à topografia preexistente, molda, por sua vez, uma micro rede de drenagem efêmera que converge para a rede de cursos de água mais estável, formada por riachos e rios. A presença de vegetação na superfície do solo contribui para obstaculizar o escoamento superficial, favorecendo a infiltração em percurso. A vegetação também reduz a energia cinética de impacto das gotas de chuva no solo, minimizando a erosão.

Com raras exceções, a água escoada pela rede de drenagem mais estável destina-se ao oceano. Nos oceanos a circulação das águas é regida por uma complexa combinação de fenômenos físicos e meteorológicos, destacando-se a rotação terrestre, os ventos de superfície, variação espacial e temporal da energia solar absorvida e as marés.

Em qualquer tempo e local por onde circula a água na superfície terrestre, seja nos continentes ou nos oceanos, há evaporação para a atmosfera, fenômeno que fecha o Ciclo Hidrológico ora descrito. Naturalmente, por cobrir a maior parte da superfície terrestre, cerca de 70%, a contribuição maior é a dos oceanos. Entretanto o interesse maior, por estar intimamente ligada a maioria das atividades humanas, reside na água doce dos continentes, onde é importante o conhecimento da evaporação dos mananciais superficiais líquidos e dos solos, assim como da transpiração vegetal. A evapotranspiração, que é a soma da evaporação e da transpiração, depende da radiação solar, das tensões de vapor do ar e dos ventos.

À medida que se considerem áreas menores de drenagem, ficam mais caracterizadas o Ciclo Hidrológico como um ciclo aberto ao nível local (Figura 1).

Figura 1 - Representação simplificada do Ciclo Hidrológico
 (1) evapotranspiração; (2) condensação; (3) precipitação; (4) infiltração/percolação;
 (5) afloramento; (6) derretimento; (7) escoamento superficial.

Em certas regiões da Terra, o Ciclo Hidrológico manifesta-se de forma bastante peculiar. Por exemplo, nas calotas polares há pouca precipitação e a evaporação ocorre diretamente das geleiras. Nos grandes desertos também são raras as precipitações, havendo água permanentemente disponível somente a grande profundidade, sem trocas significativas com a atmosfera, tendo sido estocada provavelmente em tempos remotos.

A energia calorífica do Sol, fundamental ao Ciclo Hidrológico, somente é aproveitada devido ao efeito estufa natural causado pelo vapor de água e CO_2 que impede a perda total do calor emitido pela Terra, originado pela radiação solar (ondas curtas) recebida. Assim a atmosfera mantém-se aquecida, possibilitando a evaporação e transpiração natural. Como cerca da metade do CO_2 natural é absorvido no processo de fotossíntese das algas nos oceanos, verifica-se que é bastante importante a interação entre oceanos e atmosfera para a estabilidade do clima e do Ciclo Hidrológico.

Existe uma grande variabilidade nas manifestações do Ciclo Hidrológico nos diferentes pontos do globo terrestre (Tabela 1), alguns fatores que contribuem para que isso ocorra são: desuniformidade com que a energia solar atinge os diversos locais, o diferente comportamento térmico dos continentes em relação aos oceanos, a variabilidade espacial de vapor d'água, CO_2 e ozônio na atmosfera, a variabilidade espacial de solos e coberturas vegetais, e a influencia da rotação e inclinação do

eixo terrestre na circulação atmosférica, sendo esta ultima a razão da existência das estações do ano.

Tabela 1 - Disponibilidade de água nos continentes

Locais	Área	Precipitação		Evapotranspiração		Escoamento	
	(10 ⁶ km ²)	(mm)	(10 ³ km ³)	(mm)	(10 ³ km ³)	(mm)	(10 ³ km ³)
Europa	9,8	734	7,2	415	4,1	319	3,1
Ásia	45,0	726	32,7	433	19,5	293	13,2
África	30,3	686	20,8	547	16,6	139	4,2
América do Norte	20,7	670	13,9	383	7,9	287	6,0
América do Sul	17,8	1.648	29,3	1.065	19,0	583	10,3
Oceania	8,7	736	6,4	510	4,4	226	2,0
TOTAL	132,3	834	110,3	540	71,5	294	38,8

(RAUDKIVI, 1979 apud FILL, 1987)

O total de água existente no planeta Terra é estimado em aproximadamente $1,4 \times 10^{18}$ m³. Este total, na fase líquida, seria suficiente para cobrir a superfície da esfera terrestre com uma camada de 2,7 km de água (Lima, 2008).

Estimativas da quantidade total de água no planeta Terra e nos vários processos do Ciclo Hidrológico tem sido um assunto de exploração científica desde a segunda metade do século XIX. Entretanto, dados quantitativos são escassos, particularmente sobre os oceanos, assim as quantidades de água nos vários componentes do Ciclo Hidrológico global ainda não são conhecidos com precisão.

O volume de água que flui anualmente pelas fases do Ciclo Hidrológico é mostrado na Figura 2 em unidades relativas à precipitação anual sobre os continentes (119.000 km³/ano) que está marcado como 100 unidades no diagrama. O volume anual da evaporação dos oceanos (424 unidades) é 7 vezes maior que a dos continentes (61 unidades), fazendo dos oceanos a principal fonte de precipitação sobre a superfície terrestre. O volume anual de descarga dos continentes no oceano (39 unidades) é quase toda a água superficial (38 unidades) e é contrabalanceada por um fluxo de vapor de água de igual valor dos oceanos para os continentes (39 unidades).

Figura 2 - Ciclo Hidrológico anual relativo à precipitação no continente (Maidment, 1993)

Na Tabela 2 observamos que 96,5% de toda a água da Terra encontram-se nos oceanos. Ainda, 98,2% constituem água na forma líquida, dos quais cerca de 2,5% é água doce ($3,5 \times 10^{16} \text{ m}^3$). Deste volume, 68,6% encontram-se na forma sólida, nas calotas polares, 30,1% constitui a água subterrânea, e cerca de 1,3% compreende a água dos rios, lagos e o vapor atmosférico.

Quando as quantidades globais de água são expressas em unidades de altura em vez de volume (Figura 3), a precipitação anual média sobre os continentes é de 800 mm, aproximadamente 2/3 do valor sobre os oceanos (1270 mm); a evaporação média anual dos continentes é de 480 mm, cerca de 1/3 do valor dos oceanos (1400 mm); e o escoamento médio anual é de 320 mm dos continentes para os oceanos.

Assim, o domínio dos oceanos no fornecimento de umidade para a atmosfera se deve em parte pela maior atividade do Ciclo Hidrológico sobre os oceanos, e em parte por sua maior cobertura sobre a superfície terrestre.

Tabela 2 - Quantidade de água nas fases do Ciclo Hidrológico

Item	Volume (km ³)	Água Total (%)	Água Doce Total (%)
Oceano	1.338.000.000	96,5000	0,000
Água Subterrânea	23.400.000	1,6900	30,100
Doce	10.530.000	0,7600	30,100
Salina	12.870.000	0,9300	0,000
Umidade do Solo	16.500	0,0012	0,050
Calota Polar	24.023.500	1,7000	68,600
Gelo e Neve	340.600	0,0250	1,000
Lago	176.400	0,0130	0,260
Doce	91.000	0,0070	0,260
Salina	85.400	0,0060	0,000
Pântano	11.470	0,0008	0,030
Rio	2.120	0,0002	0,006
Água Biológica	1.120	0,0001	0,003
Água Atmosférica	12.900	0,0010	0,040
Água Total	1.385.984.610	100,0000	
Água Doce Total	35.029.210	2,5000	100,000

(UNESCO, 1978 apud MAIDMENT, 1993)

Figura 3 - Quantidades anuais do balanço hídrico global
(UNESCO, 1978 apud MAIDMENT, 1993)

A hidrologia de uma região é determinada pelos padrões do clima e pelos fatores físicos como a topologia, geologia e vegetação. Além disso, com os progressos, as atividades humanas gradualmente invadem o ambiente natural das

águas, alterando o equilíbrio dinâmico do Ciclo Hidrológico e introduzindo novos processos e eventos. Por exemplo, foi teorizado que por causa da queima de combustíveis fósseis a quantidade de dióxido de carbono na atmosfera está aumentando, isto poderia resultar num aquecimento global e ter efeitos de longo prazo na hidrologia global.

1.2.3 BACIA HIDROGRÁFICA

O Ciclo Hidrológico é normalmente estudado com maior interesse na fase terrestre, onde o elemento fundamental de análise é a Bacia Hidrográfica. A Bacia Hidrográfica é uma área de captação natural da água da precipitação que faz convergir os escoamentos para um único ponto de saída, seu exutório. A Bacia Hidrográfica compõe-se basicamente de um conjunto de superfícies vertentes e de uma rede de drenagem formada por cursos de água que confluem até resultar um leito único no exutório (Figura 4) (TUCCI, 2004).

Figura 4 - Representação da bacia hidrográfica de um curso d'água (DAEE, 2005)

Uma Bacia Hidrográfica, também chamada de bacia de contribuição ou bacia de drenagem, é necessariamente definida por um divisor de águas que a separa das bacias adjacentes (Figura 5) (PEDRAZZI, 2005).

Figura 5 - Corte transversal de uma bacia hidrográfica
(PEDRAZZI, 2005)

A Bacia Hidrográfica é considerada como uma unidade de relevo e, em termos ambientais, é a unidade ecossistêmica e morfológica que melhor reflete os impactos das interferências antrópicas, seja na ocupação de terras com atividades agrícolas ou na urbanização.

A importância de se adotar a Bacia Hidrográfica como unidade hidrológica está ligada ao fato de que suas características estão intimamente relacionadas com a produção de água. A área de uma Bacia Hidrográfica tem influência sobre a quantidade de água produzida. Já a forma e o relevo atuam sobre a taxa ou sobre o regime desta produção de água, assim como sobre a taxa de sedimentação. (RENNÓ; SOARES, 2000)

O limite superior de uma bacia é o divisor de águas (divisor topográfico), e a delimitação inferior é a saída da bacia (confluência). O comportamento hidrológico de uma bacia hidrográfica é função de suas características morfológicas, ou seja, área, forma, topografia, geologia, solo, bem como a cobertura florestal (BUCHIANERI, 2004).

Do ponto de vista hidrológico, as Bacias Hidrográficas são classificadas em grandes e pequenas, não com base em sua superfície total, mas nos efeitos de certos fatores dominantes na geração do deflúvio. Define-se microbacia como sendo aquela cuja área é tão pequena que a sensibilidade a chuvas de alta intensidade e às diferenças de uso do solo não seja suprimida pelas características da rede de drenagem.

Uma Bacia Hidrográfica é considerada pequena quando apresenta algumas ou todas as seguintes propriedades (PONCE, 1989 apud GOLDENFUM, 2003): a precipitação pode ser considerada como uniformemente distribuída no espaço, sobre a bacia; a precipitação pode ser considerada como uniformemente distribuída no tempo; a duração das tormentas geralmente excede o tempo de concentração da bacia; a geração de água e sedimentos se dá principalmente pelo escoamento nas

vertentes; e os processos de armazenamento e de fluxo concentrado na calha dos cursos d'água são pouco importantes.

A Lei Paulista nº 7663/91, de Recursos Hídricos, adota o termo Bacia Hidrográfica como “unidade físico-territorial de planejamento e gerenciamento” (BRASIL, 1991 apud BUCHIANERI, 2004) e, na Lei Federal nº 9.433/97, a Bacia Hidrográfica é definida como a “unidade territorial para implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos e atuação do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos” (BRASIL, 1997 apud BUCHIANERI, 2004).

A Bacia Hidrográfica pode ser considerada um Sistema onde a entrada é o volume de água precipitado e a saída é o volume de água escoado pelo exutório, considerando-se como perdas intermediárias os volumes evaporados e transpirados e também os infiltrados profundamente. Em um evento isolado podem-se desconsiderar estas perdas e analisar a transformação de chuva em vazão feita pela Bacia Hidrográfica (Figura 6).

Figura 6 - A Bacia Hidrográfica como um sistema hidrológico (Chow, Maidment, & Mays, 1988)

Em uma Bacia Hidrográfica, quando Sistema, pode-se avaliar quantitativamente o seu Balanço Hídrico sobre um determinado intervalo de tempo através da Equação (1).

$$P = ET + Q + \Delta S \quad (1)$$

Onde:

- P Precipitação;
- ET Evapotranspiração;
- Q Escoamento Superficial;

ΔS Armazenamento (superficial e/ou subterrâneo).

Essa equação, que nada mais é do que a Equação da Continuidade, coloca em evidência as variáveis hidrológicas mais importantes.

1.3 CONTEXTO DA MODELAGEM

A Hidrologia Urbana pode ser definida como o estudo dos processos hidrológicos em ambientes afetados pela urbanização. Quando o interesse maior é a Drenagem Urbana, o escopo dos estudos pode ser bastante simplificado e geralmente se limita ao estudo de cheias. (TUCCI, 2004)

A Drenagem Urbana é dimensionada em dois níveis principais: a Macrodrenagem e a Microdrenagem. A distinção das duas situações nem sempre é clara, mas pode-se caracterizar a Macrodrenagem como os escoamentos naturais em fundo de vale com bacias hidrográficas de pelo menos 5 km², e a Microdrenagem como escoamentos naturais não definidos com bacias hidrográficas de tamanho inferior.

Neste cenário, são as obras de Macrodrenagem as responsáveis por evitar as enchentes devido à urbanização das bacias, com construções de canais (revestidos ou não) com maior capacidade de transporte e bacias de retenção.

Neste contexto, os Modelos de Hidrológicos são ferramentas amplamente aplicadas para simulação de complexos sistemas de bacias hidrográficas com diferentes características em diversos cenários.

1.3.1 FENÔMENO DAS CHEIAS

As cheias são fenômenos naturais extremos e temporários, provocados por precipitações moderadas e permanentes ou por precipitações repentinas e de elevada intensidade. Este excesso de precipitação faz aumentar a vazão dos cursos d'água, originando o extravasamento do leito normal e a inundação das margens e áreas circunvizinhas. Em algumas partes do planeta as cheias também podem ser originadas pelo derretimento do gelo. Podem ainda ser causadas pela ruptura de barragens, associadas ou não a fenômenos meteorológicos adversos. As cheias

induzidas por estes acidentes são geralmente de propagação muito rápida. Como qualquer evento da natureza, as cheias podem ser consideradas benéficas, como para a renovação do ecossistema onde ocorrem, por exemplo, em locais como o Pantanal.

A inundação é a cheia que ocorre sempre que o canal natural do rio, após uma chuva contínua e intensa, torna-se incapaz de suportar um volume de água maior que sua capacidade. Assim ocorre o transbordamento e a água passa a ocupar uma área lateral ao canal. Esta área tem o nome de várzea ou zona de inundação natural (Zona 1 da Figura 7).

Já a enchente é uma cheia mais grave que a inundação porque a água da chuva ocupa uma área maior do que simplesmente a várzea do rio (Zonas 2 e 3 da Figura 7). No caso de uma enchente não se pode falar em transbordamento dos rios. Uma enchente é muito mais que isto, pois mesmo que os rios sejam bem largos e profundos, ainda assim não são suficientes para transportar a grande quantidade de água das chuvas. A enchente é considerada, entre as catástrofes naturais, a que mais danos causam à saúde da população e ao patrimônio, com elevada mortalidade, em decorrência do efeito direto das inundações, das doenças infecciosas e dos transtornos nos sistemas de abastecimento e saneamento.

Figura 7 - Zonas inundáveis
(1) inundação de risco iminente; (2) enchente de risco alto; (3) enchente de risco baixo.
(U.S. WATER RESOURCES COUNCIL, 1971 apud TUCCI, 2004)

Em bacias hidrográficas rurais, a precipitação é retida pela vegetação, infiltra-se no subsolo e, o que resta, escoar sobre a superfície de forma gradual, produzindo um hidrograma com variação lenta de vazão e com picos de enchentes moderados. As inundações extravasam a sua calha menor, em média, a cada dois anos, ocupando o seu leito maior.

Já em bacias hidrográficas urbanas o efeito é bem mais devastador, pois devido à impermeabilização do solo através de telhados, ruas, calçadas e pátios, entre outros, a parcela da água que infiltrava passa a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial. O volume que escoava lentamente pela superfície do solo e ficava retido pelas plantas, com a urbanização, passa a escoar no canal, exigindo maior capacidade de escoamento das seções. Os efeitos principais da urbanização são: o aumento da vazão máxima, a antecipação do pico e o aumento do volume do escoamento superficial.

As condições meteorológicas e hidrológicas são que propiciam a ocorrência de cheias. O conhecimento do comportamento meteorológico é muito pequeno devido ao grande número de fatores envolvidos nos fenômenos meteorológicos e à interdependência dos processos físicos a que a atmosfera terrestre está sujeita. Já as condições hidrológicas são bem conhecidas e podem ser classificadas como naturais e artificiais.

As hidrológicas condições naturais são aquelas cuja ocorrência é propiciada pela bacia em seu estado natural. Algumas dessas condições são: relevo, tipo de precipitação, cobertura vegetal, capacidade de drenagem. Os rios normalmente drenam nas suas cabeceiras, áreas com grande declividade produzindo escoamento de alta velocidade. A variação de nível durante a enchente pode ser de vários metros em poucas horas. Quando o relevo é acidentado as áreas mais propícias à ocupação são as plantas e mais baixas, justamente aquelas que apresentam alto risco de inundação. A várzea de inundação de um rio cresce significativamente nos seus cursos médio e baixo, onde a declividade se reduz e aumenta a incidência de áreas planas. As precipitações mais intensas atingem áreas localizadas e são em geral dos tipos convectivo e orográfico. Essas formas de precipitação atuam, em geral, sobre pequenas áreas. As precipitações frontais atuam sobre grandes áreas provocando as maiores inundações dos grandes rios. A cobertura vegetal tem como efeito a interceptação de parte da precipitação que pode gerar escoamento e a

proteção do solo contra a erosão. A perda desta cobertura para uso agrícola tem produzido como consequência o aumento da frequência de inundações devido à falta de interceptação da precipitação e ao assoreamento dos rios.

As condições hidrológicas artificiais da bacia são aquelas provocadas pela ação do homem. Alguns exemplos são: obras hidráulicas, urbanização, desmatamento, reflorestamento e uso agrícola. A bacia rural possui maior interceptação vegetal, maiores áreas permeáveis (infiltração do solo), menor escoamento na superfície do solo e drenagem mais lenta. A bacia urbana possui superfícies impermeáveis, tais como telhados, ruas e pisos, e produz aceleração no escoamento, através da canalização e da drenagem superficial. Os resultados da urbanização sobre o escoamento são: aumento da vazão máxima e do escoamento superficial, redução do tempo de pico e diminuição do tempo de base. A urbanização e o desmatamento produzem um aumento da frequência da inundação nas cheias pequenas e médias. Nas grandes cheias o seu efeito é menor, pois a capacidade de saturação do solo e o armazenamento são atingidos e o efeito final pouco difere.

1.3.2 URBANIZAÇÃO E OBRAS HIDRÁULICAS

No início do século XX, a população urbana era composta por cerca de 15% da população mundial, enquanto que no seu final atingiu a marca de quase 50%. No Brasil este crescimento foi mais acelerado depois da década de 1960, gerando uma população urbana praticamente sem infraestrutura, principalmente na década de 1980, atingindo uma taxa de 80% da população urbana, próximo à saturação. (Tucci, Porto, & Barros, 1995)

O desenvolvimento histórico da utilização de áreas livres explica os condicionamentos urbanos hoje existentes. Devido à grande dificuldade de meios de transporte no passado, utilizava-se o rio como a via principal. As cidades se desenvolveram às margens dos rios ou no litoral. Pela própria experiência dos antigos moradores, a população procurou habitar as zonas mais altas aonde o rio dificilmente chegaria. Com o crescimento desordenado e acelerado das cidades, principalmente na segunda metade do século XX, as áreas de risco considerável, como as várzeas inundáveis, foram ocupadas. (TUCCI, 2004)

A população de maior poder aquisitivo tende a habitar os locais seguros, ao contrário da população carente que ocupa as áreas de alto risco de inundação, provocando problemas sociais que se repetem por ocasião de cada cheia na região. Quando a frequência das inundações é baixa, a população ganha confiança e despreza o risco, aumentando significativamente o investimento e a densificação nas áreas inundáveis. Geralmente a enchente assume características catastróficas.

As áreas hoje desocupadas devido a inundações sofrem considerável pressão para serem ocupadas. A ocupação destas áreas impróprias pode ser evitada através do planejamento do uso dos solos das várzeas, o qual deve ser regulado no Plano Diretor Urbano das cidades. Entretanto, quando há densificação da urbanização e falta de planejamento/regulamentação, estes espaços são ocupados e, uma vez modificado o balanço hídrico (Figura 8), as soluções tornam-se muito caras e de difícil implantação.

Figura 8 - Exemplo de alteração do balanço hídrico devido à urbanização (OECD, 1986 apud TUCCI, 1995)

Dentre os principais impactos das inundações sobre a população estão: os prejuízos de perdas materiais e humanas, a contaminação por doenças de veiculação hídrica e a interrupção de atividades econômicas das áreas afetadas e das vias que passam por ela.

Existem medidas para o controle de cheias que podem ser do tipo estrutural e não estrutural. As medidas não estruturais são aquelas em que os prejuízos são reduzidos pela melhor convivência da população com as enchentes, enquanto as medidas estruturais são aquelas que modificam o sistema fluvial evitando os prejuízos decorrentes das enchentes. As medidas estruturais mais utilizadas são a canalização e as bacias de retenção.

1.3.2.1 CANALIZAÇÃO

Uma das medidas mais difundidas para o controle de cheias no período higienista foi a canalização de córregos urbanos, que com o tempo, mostrou-se ineficiente no sentido de conter as cheias na sua totalidade, pois esse dispositivo apenas transfere os efeitos das cheias urbanas para jusante, conforme Conholi (2005). A canalização foi uma forma de adequação dos cursos d'água ao crescimento dos municípios.

Sem os obstáculos naturais e com superfície menos irregular, a água no canal corre mais rápida, assim a canalização das águas pluviais acaba por muitas vezes apenas transferindo a cheia de um lugar para outro na bacia. Evitam-se inundações em um trecho, mas elas passam a ser mais destruidoras em trechos mais à frente, uma vez que a água viaja com uma velocidade bem maior. A Figura 9 ilustra um exemplo que ocorre quando se adota a canalização como solução localizada, sem avaliar suas consequências à montante e jusante.

Figura 9 - Fases do desenvolvimento da drenagem (TUCCI, 2003)

Na Fase 1, a bacia começa a ser urbanizada de forma distribuída, com o maior adensamento a jusante, no leito natural aparecem os locais de inundação devido a estrangulamentos naturais ao longo do curso do rio principal.

Em seguida, na Fase 2 as primeiras canalizações são executadas a jusante, com base na urbanização atual, com isso o hidrograma a jusante aumenta, mas ainda é contido pelas áreas que inundam a montante, fazendo o efeito de um reservatório de amortecimento de cheias.

Já na Fase 3, com o maior adensamento urbano, a pressão dos moradores de montante faz com que os governantes continuem o processo de canalização para montante, quando o processo se completa, ou mesmo antes, as inundações retornam a jusante, muito mais rápidas.

1.3.2.2 BACIAS DE DETENÇÃO E RETENÇÃO

Segundo Campana, Bernardes e Silva Jr (2007), as cheias urbanas são responsáveis por transtornos que vão desde pequenos empoçamentos a enormes prejuízos materiais e à saúde humana. Com o intuito de minimizar o efeito das

enchentes em áreas urbanas, varias metodologias vem sendo estudadas. Dentre elas, as bacias de detenção e retenção são bastante utilizadas em áreas com urbanização consolidada.

O aumento das áreas impermeáveis nas cidades, o aumento de eventos de inundação e a ineficiência dos dispositivos inseridos para a condução do escoamento proveniente das chuvas em áreas urbanas tem se mostrado como um cenário preocupante. Os incrementos nas vazões decorrentes das chuvas em áreas urbanas vêm sendo objeto de inúmeras pesquisas. Num primeiro momento, a quantificação dos acréscimos observados por simulação se tornou uma ferramenta de grande utilidade para a adoção de medidas que auxiliem no controle desses acréscimos, evitando assim a ocorrência de inundações.

Conforme Silva (2006), desde o inicio da década de 90 surgiu no Brasil um novo paradigma para a drenagem urbana o qual abandona o conceito tradicional de drenagem que consistia em retirar o excedente superficial o mais rápido possível da bacia hidrográfica, para se adotar um modelo compensatório que não permite a propagação do excedente superficial para jusante, e sim a permanência deste dentro da bacia hidrográfica, em local apropriado.

Vários pesquisadores citam que dentre as medidas compensatórias mais amplamente difundidas, destacam-se os dispositivos de infiltração tais como bacias e valas de infiltração e percolação e os dispositivos de detenção e retenção tais como reservatórios abertos ou enterrados, impermeáveis ou não.

Em áreas de ocupação muito densa, que dificultam a utilização de medidas que favorecem a infiltração que demandam espaços relativamente grandes, a medida mais difundida é a utilização de reservatórios de Detenção e Retenção.

Walesh (1989) cita que a incorporação de funções múltiplas fica evidente ao se analisar a evolução mundial de utilização de obras de detenção em centros urbanos. Conforme a Figura 10, distinguem-se pelo menos quatro fases múltiplas: primeiro as obras visam o controle de cheias, segundo vem integrada a função paisagística e recreativa, terceiro soma-se a função de contribuir para a melhoria da qualidade do escoamento e quarto aparecem os esforços em estudar viabilidade de se usar o volume armazenado com fonte de abastecimento.

Figura 10 - Evolução da utilização de estruturas de retenção em áreas urbanas (CAMPANA, BERNARDES, & SILVA JR, 2007)

A Bacia de Detenção (Figura 11) é um tanque com espelho d'água permanente ou seca (por haver infiltração e evaporação), construído com os objetivos de: reduzir o volume das enxurradas, sedimentar cerca de 80% dos sólidos em suspensão e o controle biológico dos nutrientes. Servem a uma única propriedade ou podem ser incorporados ao plano regional de controle das enchentes urbanas. Há a necessidade de remoção periódica de lodo e sedimentos.

Figura 11 - Bacia de Detenção

Já a Bacia de Retenção (Figura 12) é similar à Bacia de Detenção, com a diferença de dispor de estruturas hidráulicas de esgotamento projetadas para armazenar temporariamente o volume das enxurradas e liberá-lo lentamente, a fim de reduzir a descarga de pico à jusante.

Figura 12 - Bacia de Retenção

Estas bacias podem ser classificadas quanto:

- Sua implantação:
 - Superficial:
 - Seca;
 - Espelho d'água permanente;
 - Subterrânea.
- Sua localização relativa à drenagem principal:
 - Série;
 - Paralelo.

As Bacias de Retenção em Paralelo são posicionadas ao lado do canal de drenagem, sendo que a ligação é normalmente feita através de descarregador lateral. São de modo geral menores e com menor custo de manutenção por serem menos afetados pelo acúmulo de sedimentos, sendo assim mais propícios a serem bacias secas.

A Figura 13 apresenta esquematicamente uma Bacia de Retenção em Paralelo e a Figura 14 mostra o comportamento dos hidrogramas nesta estrutura.

Figura 13 - Desenho de uma Bacia de Retenção em Paralelo
(DOHY, 1997 *apud* MATIAS, 2006)

Figura 14 - Hidrogramas de uma Bacia de Retenção em Paralelo
(JAE, 1998 *apud* MATIAS, 2006)

Já as Bacias de Retenção em Série são posicionadas alinhadas com o canal de drenagem, assim todo escoamento passa por ela, sendo mais propícias a formarem bacias com espelho d'água permanente.

A Figura 15 apresenta esquematicamente uma Bacia de Retenção em Série e a Figura 16 mostra o comportamento dos hidrogramas nesta estrutura.

Figura 15 - Desenho de uma Bacia de Retenção em Série
(DOHY, 1997 *apud* MATIAS, 2006)

Figura 16 - Hidrogramas de uma Bacia de Retenção em Série
(JAE, 1998 *apud* MATIAS, 2006)

1.3.3 MODELAGEM DE CHEIAS

A variação do nível ou de vazão de um rio depende das características climatológicas e físicas da bacia hidrográfica. As distribuições temporal e espacial da precipitação são as principais condições climatológicas. As características físicas estão ligadas à configuração topológica da bacia hidrográfica e suas obras hidráulicas, além do tipo e ocupação do solo e suas condições iniciais.

A cheia está associada à vazão máxima de um rio, que por sua vez está associada a um risco de ser igualado ou ultrapassado. O hidrograma de projeto, utilizado para estudos e projetos, é uma sequência temporal de vazões relacionadas a um risco de ocorrência. Esta sequência se caracteriza pelo seu volume, distribuição temporal e valor máximo (pico do hidrograma). A vazão máxima é utilizada na previsão de enchentes e no projeto de obras hidráulicas.

A vazão máxima pode ser estimada com base: no ajuste de uma distribuição estatística; na regionalização de vazões; ou na precipitação máxima através de um modelo de transformação chuva-vazão. (TUCCI, 2004d)

Quando existem dados históricos de vazão no local de interesse e as condições da bacia hidrográfica não se modificam, pode ser ajustada uma distribuição estatística. Quando não existem dados de vazão ou a série é pequena, pode-se utilizar a regionalização de vazões máximas, que permite estimar a vazão máxima em locais sem dados com base em postos da região. Mas quando a bacia sofre modificações ou se quer estudar cenários diferentes para ela, o método utilizado deve ser aquele em que as precipitações máximas são transformadas em vazões máximas através de modelos matemáticos.

Segundo Genovez (2003), existem muito mais dados de chuva do que dados de vazão. Isso se justifica pela maior praticidade de leitura das medições e pela maior densidade de postos pluviométricos existentes. Além disso, outra vantagem de se trabalhar com dados de chuva ao invés de dados de vazão é que a série de precipitação pode ser transportada mais facilmente entre localidades próximas através de técnicas de ponderação de áreas de influência ou interpolação.

A precipitação máxima é determinada com base no risco ou tempo de retorno escolhido para o projeto. A vazão resultante não possui necessariamente o mesmo risco devido aos diferentes fatores que envolvem a transformação da precipitação em vazão.

Os modelos de transformação chuva-vazão são determinísticos, ou seja, são construídos basicamente para simular o comportamento de uma bacia hidrográfica. Esta simulação implica em descrever em termos quantitativos a variação no tempo e no espaço dos fenômenos que compõem o Ciclo Hidrológico e é baseada em parâmetros que devem traduzir numericamente características físicas do sistema. (DAEE, 1973)

Quando se trata em eventos de cheias, pode-se utilizar um Ciclo Hidrológico simplificado, no qual alguns componentes são suprimidos (evaporação e vazão básica, por exemplo), sem perda de qualidade nos resultados. A vantagem deste procedimento é reduzir o número de parâmetros e variáveis dos modelos.

Estes modelos são muito úteis para a Hidrologia Sintética por tratar, sem muita complexidade, a simulação de eventos de cheias em sistemas complexos de pequenas e médias bacias hidrográficas com um caráter didático.

2 JUSTIFICATIVA

Existem diversos modelos hidrológicos e programas computacionais, tanto gratuitos quanto pagos, de ótima qualidade para a simulação de sistemas hidrológicos, genéricos e suficientemente capazes de realizar grande parte do que está sendo proposto aqui, além de estarem consolidados entre os profissionais. Então, por que não utilizá-los ao invés do PLASH?

Simplesmente porque suas generalidades e sofisticações acabam criando barreiras, atrapalhando e dificultando suas utilizações, requerendo do usuário conhecimentos profundos de suas metodologias e assim limitando suas aplicações.

O foco da plataforma proposta é realizar a integração destes recursos computacionais presentes em outros programas à simplicidade de uso, através de modelos conhecidos, de fácil entendimento e que beneficie a realização de estudo de diversos cenários.

Espera-se que esta simplicidade e eficiência de uso convençam e auxiliem os profissionais da área a utilizarem a potencialidade da metodologia em análises mais integradas, principalmente na atenuação de cheias induzidas por sistemas de reservatórios e não mais de forma individual, como é feito atualmente.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 MODELOS HIDROLÓGICOS

O Modelo é uma representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar suas respostas para diferentes entradas. (TUCCI, 2005)

O Modelo Hidrológico é uma das ferramentas que a ciência desenvolveu para melhor entender e representar o comportamento da Bacia Hidrográfica e prever condições diferentes das observadas. O Modelo por si só não é um objetivo, mas uma ferramenta para atingir um objetivo. A mística sobre o uso de Modelos Hidrológicos criou uma falsa ideia sobre a sua real potencialidade ou necessidade.

É impossível ou inviável traduzir todas as relações existentes entre os diferentes componentes da Bacia Hidrográfica em termos matemáticos. De fato, ou essas relações são extremamente complexas a ponto de não existir uma formulação matemática capaz de descrevê-las completamente, ou apenas uma parte dos processos envolvidos nessas relações é conhecida. Assim, na maioria dos casos, a modelagem hidrológica torna-se somente uma representação aproximada da realidade. (RENNÓ; SOARES, 2004)

Os Modelos Hidrológicos são usados nos programas de pesquisas em Bacias Hidrográficas para estruturar dados, estudar as respostas do local, selecionar e avaliar parâmetros, determinar a precisão usada na entrada de variáveis e parâmetros, estudar a significância da variabilidade espacial e temporal das características físicas e determinar observações necessárias para encontrar um grau de precisão em um período específico de tempo (DE COURSEY, 1985 apud BUCHIANERI, 2004). É utilizado também para antecipar os eventos, representando o impacto da urbanização de uma bacia antes que ela ocorra, e medidas preventivas possam ser tomadas. Pode ser utilizado para previsão de uma enchente em tempo real; ocorrência de eventos extremos estatisticamente possíveis; impactos da alteração de um rio como derivações e construções de barragens.

Nas últimas décadas, os modelos hidrológicos se desenvolveram em dois sentidos: modelos para grandes bacias tratam de forma empírica a distribuição dos parâmetros em área de grande magnitude; e modelos para pequenas bacias que

buscam representar com maior precisão, de forma distribuída, os processos hidrológicos.

Com a utilização de um modelo para análise das condições específicas de um projeto, o hidrólogo pode ficar mais próximo da realidade física, resultando uma solução mais econômica e segura. O julgamento do processo físico é indispensável ao hidrólogo em qualquer fase da utilização do modelo, pois a análise das alternativas de uso e a conclusão sobre os resultados devem ser elaboradas para que o modelo tenha real utilidade.

Algumas definições são importantes para melhor compreender os modelos:

- Fenômeno: é um processo físico que produz alteração de estado no sistema. Por exemplo, precipitação, evapotranspiração e infiltração são fenômenos;
- Variável: é um valor que descreve quantitativamente um fenômeno, variando no espaço e no tempo. Por exemplo, vazão é uma variável que descreve o estado do escoamento;
- Parâmetro: é um valor que caracteriza o sistema, que também pode variar no espaço e no tempo. Exemplos de parâmetros são: rugosidade de uma seção de um rio, a área de uma bacia hidrológica, as áreas impermeáveis de uma bacia.
- Parcimônia: é a representação adequada do comportamento de um processo ou um sistema por um modelo com o menor número possível de parâmetros.

As limitações básicas dos modelos hidrológicos são a quantidade e a qualidade dos dados hidrológicos, além da dificuldade de formular matematicamente alguns processos e a simplificação do comportamento espacial de variáveis e fenômenos.

A utilização de modelos matemáticos iniciou e foi impulsionado pela divulgação de pacotes de programas que permitem fácil acesso, mas nem sempre uma boa compreensão da metodologia, suas vantagens e, principalmente, suas limitações.

Os modelos alargam informações, mas não produzem números inquestionáveis. Eles tentam representar uma versão simplificada do que frequentemente é um sistema complexo. Assim, seus resultados são imperfeitos. De qualquer modo, quando se usa em conjunto com experiências e com dados de

campo, eles ajudam a tomar decisões técnicas melhor do que seria possível por outros meios. Eles são particularmente úteis, quando muitas alternativas são comparadas dentro de uma mesma ideia, de modo que, enquanto os dados numéricos de qualquer alternativa podem não ser exatos, os resultados comparativos, mostrando que uma alternativa é superior a várias outras, são usualmente válidos.

3.1.1 CLASSIFICAÇÃO DOS MODELOS HIDROLÓGICOS

Os Modelos podem ser classificados de diversas formas quanto à sua representação (DAEE, 1973; USACE, 2000):

- Modelos Físicos: São representações em dimensões reduzidas de sistemas do mundo real. Na hidráulica e hidrologia são representados pelos modelos em escala reduzida. O sprinkler simula a precipitação, que pode ser controlada; a superfície do modelo pode ser alterada para simular vários usos e tipos de solo, declividades e assim por diante; o escoamento pode ser medido, pois o sistema é fechado. O uso mais comum destes modelos é a simulação de canais abertos.
- Modelos Analógicos: são representações do fluxo na forma de fluxo de eletricidade. O processo hidráulico ou hidrológico é simulado através de correntes elétricas em circuitos eletrônicos, governadas pelas mesmas equações que representam o fenômeno hidráulico. A entrada é controlada pelo ajuste da amperagem, e a saída é medida com um voltímetro. Historicamente, estes modelos têm sido utilizados para cálculos de vazões abaixo da superfície.
- Modelos Matemáticos: São equações ou um conjunto delas que representam as reações dos componentes de um sistema real através de parâmetros e variáveis. São os modelos mais utilizados atualmente devido ao avanço dos computadores e suas linguagens de programação.

Por serem os tipos de modelos mais importantes dentro da Hidrologia, os Modelos Matemáticos podem ser classificados com base nos critérios a seguir.

3.1.1.1 EVENTO OU CONTÍNUO

Esta distinção aplica-se inicialmente aos modelos de escoamento superficial em Bacias Hidrográficas. Um modelo discreto ou de evento simula uma simples tempestade. A duração de uma tempestade pode variar de poucas horas a poucos dias. Um modelo contínuo simula um longo período, prevendo a resposta da bacia hidrográfica durante e entre os eventos.

3.1.1.2 AGREGADO OU DISTRIBUÍDO

Um modelo distribuído é aquele no qual as variações espaciais de características e processos são consideradas explicitamente, enquanto que num modelo agregado estas variações espaciais são consideradas como médias ou ignoradas.

3.1.1.3 EMPÍRICO OU CONCEITUAL

Esta diferença está focada na base de conhecimento sobre a qual os modelos matemáticos foram construídos. Um modelo conceitual é construído sobre uma base de conhecimentos dos processos físicos, químicos e biológicos que atuam na entrada para produzir a saída. Um modelo empírico, por outro lado, é construído sobre as observações das entradas e das saídas, sem procurar representar explicitamente o processo de conversão.

3.1.1.4 DETERMINÍSTICO OU ESTOCÁSTICO

Se todas as entradas, parâmetros e processos num modelo são considerados livres de variações aleatórias e são conhecidas com certeza, então este modelo é determinístico. Se em vez disso o modelo descrever uma variação aleatória e incorpora esta descrição na previsão da saída, o modelo é estocástico.

3.1.1.5 ESTÁTICO OU DINÂMICO

Os modelos podem ser estáticos quando, com um conjunto de dados de entrada produz-se um resultado oriundo da resolução das equação do modelo em um único passo. Já modelos dinâmicos utilizam o resultado de uma iteração como entrada para uma próxima iteração.

3.1.1.6 PARÂMETROS AJUSTADOS OU PARÂMETROS MEDIDOS

Esta distinção é crítica na seleção de modelos para aplicação quando as observações das entradas e das saídas não estão disponíveis. Um modelo de parâmetros medidos é um no qual os parâmetros do modelo podem ser determinados pelas propriedades do sistema, também medidos diretamente ou por métodos indiretos que estão baseados em medições. Um modelo de parâmetros ajustados, por outro lado, inclui parâmetros que não podem ser medidos. Em vez disso, os parâmetros devem ser encontrados por ajuste do modelo aos valores observados de entrada e saída.

3.1.1.7 SIMULAÇÃO OU OTIMIZAÇÃO

Os modelos de simulação simulam um único cenário a partir de um conjunto de variáveis pré-definidos. Ao contrário, o modelo de otimização varia o conjunto de variáveis a fim de encontrar o melhor cenário que represente a sua função objetivo.

3.1.1.8 QUANTIDADE OU QUALIDADE

Os modelos de quantidade são fundamentados no Balanço Hídrico do Ciclo Hidrológico e estão focados no cálculo dos valores das vazões, níveis e volumes armazenados ao longo do tempo e do espaço. Já os modelos de qualidade utilizam informações dos modelos de quantidade para definir a concentração e o transporte de substâncias conservativas e não conservativas em rios, reservatórios e aquíferos subterrâneos.

3.1.1.9 BACIA RURAL OU BACIA URBANA

Os modelos de bacias rurais são mais voltados à macrodrenagem, velocidades mais baixas e discretização maior, detalham mais os componentes de interceptação, evapotranspiração, infiltração, escoamentos subterrâneos e amortecimento. Ao contrário, em modelos de bacias urbanas, mais voltados à microdrenagem, velocidades altas e discretização pequena, detalham componentes que geram respostas rápidas como o escoamento superficial, perdas, confluências/divergências e outras singularidades de uma rede de drenagem muito mais complexa.

3.1.1.10 BACIAS MÚLTIPLAS OU BACIA ÚNICA

Os modelos de bacia única são mais simples de se entender e utilizar, normalmente simula os componentes do Ciclo Hidrológico para uma única Bacia Hidrográfica num intervalo de tempo bem definido. Enquanto os modelos de bacias múltiplas precisam de uma topologia de rede definida de tal forma que relacione todas as bacias hidrográficas entre si, tornando o sistema mais complexo, pois passa a ser necessário considerar modelos de caminhamento de hidrogramas em canais.

3.1.1.11 DISCRETIZAÇÃO HORÁRIA, DIÁRIA OU MENSAL

Os modelos com discretização horária tendem a ser mais detalhados e muito mais complexos, pois está tratando com uma variação muito rápida dos fenômenos. Já os modelos diários, trabalham com médias diárias, favorecendo a simplicidade do modelo, em contrapartida menos detalhado. No caso dos modelos com discretização mensal, o detalhamento é drasticamente reduzido e tem a função de planejamento.

3.1.2 MODELOS DE SIMULAÇÃO DO CICLO HIDROLÓGICO

Os modelos geralmente descrevem processos com diferentes níveis de detalhamento e diferentes escalas de tempo. Um modelo pode ser detalhado,

apropriado a pequenos intervalos de tempo e espaço, ou ser mais simples e genérico, podendo simular o comportamento de regiões inteiras e/ou períodos de tempo mais longos (décadas, séculos). De fato, muitos modelos trabalham em diferentes escalas espaciais e temporais. Alguns processos podem ser simulados considerando-se intervalos de tempo bastante pequenos (minutos, horas e dias) e escalas espaciais muito detalhadas (lote, quadra), mas os resultados serem gerados para intervalos de tempo maiores (dias, meses, estações, anos, décadas) e escalas espaciais menos detalhadas (bacia, região). A generalização espacial dos resultados pode ser conseguida através do uso de técnicas de geoprocessamento e com o uso de dados de sensoriamento remoto (STEYAER, 1993 apud RENNÓ; SOARES, 2000).

A Figura 17 é um diagrama sistemático do processo de escoamento da Bacia Hidrográfica com a escala modelada local.

Figura 17 - Ciclo Hidrológico sistêmico completo

No sistema hidrológico natural, a maioria da água que cai como precipitação retorna para a atmosfera através da evaporação da vegetação, superfície do solo e corpos d'água, e transpiração da vegetação. Durante o evento de uma tempestade, esta evaporação e transpiração estão limitadas (USACE, 2000).

Alguma precipitação na vegetação cai através das folhas ou desce pelo caule, galhos e troncos para a superfície do solo, aonde se junta a precipitação que caiu diretamente sobre a superfície. Lá a água pode empoeçar, e dependendo do tipo de

solo, cobertura do terreno, umidade anterior e outras propriedades da Bacia Hidrográfica, uma porção pode infiltrar. Esta água infiltrada estará armazenada temporariamente na camada superior do solo parcialmente saturada. De lá, ela sobe novamente para a superfície pela ação da capilaridade, se move horizontalmente como escoamento sub-superficial apenas debaixo da superfície, ou ela percola verticalmente para o aquífero de água subterrânea debaixo da bacia hidrográfica. O Escoamento sub-superficial eventualmente se move para dentro do curso do canal. A água no aquífero se movimenta vagarosamente, mas eventualmente, alguma retorna para o canal como escoamento básico.

A água que não empoça ou infiltra se movimenta pela superfície do solo até o curso do canal. O curso do canal é o ponto de encontro para o escoamento superficial, a precipitação que cai diretamente sobre o corpo d'água da Bacia Hidrográfica, e o escoamento sub-superficial e básico. Assim, o resultado do escoamento do canal é o total da saída da Bacia Hidrográfica.

A representação apropriada do sistema mostrado na Figura 17 depende das informações necessárias de um estudo hidrológico de engenharia. Para algumas análises, um balanço detalhado dos movimentos e armazenamentos da água através de todos os componentes do sistema se faz obrigatório. Por exemplo, para estimar mudanças devido às alterações do uso do solo de uma Bacia Hidrográfica, talvez seja apropriado utilizar um longo histórico de precipitações para construir o correspondente histórico de vazões, a qual pode ser analisada estatisticamente. Neste caso, evapotranspiração, infiltração, percolação, e outros movimentos e armazenamentos deveriam acompanhar o longo período. Para isso, é necessário um modelo detalhado de balanço.

Por outro lado, tal detalhamento não é necessário para as maiorias das atividades. Por exemplo, se o objetivo de um estudo é determinar a área inundada por uma tempestade de risco definido, um balanço detalhado e informações da quantidade de água armazenada na camada superior do solo não são necessários. Em vez disso, o modelo necessita apenas calcular e informar o pico, ou volume, ou o hidrograma do escoamento superficial. Portanto, como apresentado na Figura 18 somente aqueles componentes necessários à previsão do escoamento são representados em detalhes e os outros componentes são omitidos ou agrupados. Por exemplo, numa aplicação comum omite-se qualquer detalhe da quantidade de movimento da água dentro do solo. Neste modo reducionista, incluem-se modelos

de infiltração do solo superficial, mas nenhum modelo de armazenamento e de movimento vertical da água dentro da camada do solo. Isso combina, implicitamente, o escoamento próximo à superfície e o escoamento sobre o solo, modelando assim como um escoamento superficial. Isto não inclui um modelo detalhado de escoamento sub-superficial ou escoamento no aquífero, em vez disto representa somente a combinação dos fluxos como um escoamento básico.

Figura 18 - Ciclo Hidrológico sistêmico simplificado

Além disso, limitações computacionais ou a maneira nas quais as equações matemáticas são convertidas em processos numéricos discretos leva à parametrização de processos complexos em escalas muito detalhadas que podem não ser explicitamente representadas no modelo. Em alguns casos, esses conjuntos de equações podem ser vistos como uma coleção de hipóteses, relativo a processos físicos, do qual entradas e saídas estão conectadas. Esse conjunto de equações parametrizadas representa a melhor aproximação do modelador para explicar esses processos, dado essas restrições coletivas. Entretanto, é importante reconhecer que modelos ambientais é usualmente, no melhor caso, apenas uma representação dos processos do mundo real.

Um mesmo processo pode ser representado de diferentes maneiras, sendo algumas mais apropriadas para determinados casos. Nesse caso, não existe um modelo único que seja o melhor e sim pode existir aquele que melhor descreve um fenômeno.

3.2 SISTEMAS HIDROLÓGICOS

O sistema é qualquer estrutura ou procedimento, real ou abstrato, que num dado tempo de referência se inter-relaciona com uma entrada, causa ou estímulo de energia, e uma saída, efeito ou respostas de energia ou informação. (DOOGE, 1973 apud TUCCI, 2005)

Um sistema pode ser classificado de acordo com critérios estabelecidos na literatura, assim como o modelo que representa um sistema. Nem sempre um sistema é representado por um modelo de mesmas características. O comportamento de um sistema pode ser linear ou não linear. Um sistema é linear quando as propriedades de homogeneidade e superposição são satisfeitas.

Os fenômenos hidrológicos são extremamente complexos, e talvez nunca cheguem a ser completamente entendidos. Entretanto, na ausência de um conhecimento perfeito, eles podem ser representados numa forma simplificada através do conceito de sistemas. Um sistema é um conjunto de partes conectadas que forma um todo. O ciclo hidrológico pode ser tratado como um sistema, no qual seus componentes são: a precipitação, a evaporação, o escoamento superficial, e as outras fases do ciclo hidrológico. Estes componentes podem ser agrupados em subsistemas que abrangem todo o ciclo; para analisar o sistema completo, cada um dos simples subsistema pode ser trabalhado separadamente e o resultado combinado de acordo com as interações entre os subsistemas. (CHOW, 1988)

Assim, pode-se entender o Sistema Hidrológico como sendo um conjunto de Modelos Hidrológicos integrados entre si, aos quais são definidos parâmetros, e fornecida uma entrada de variáveis, a partir do cálculo a saída como resultado é fornecido.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentado uma revisão do estado da arte dos modelos hidrológicos. Este capítulo foi em grande parte baseado no trabalho de Singh e Woolhiser (2002), no qual realizam uma vasta pesquisa da história dos modelos hidrológicos. Também foram utilizados os glossários de termos hidrológicos desenvolvidos por ANA (2001, 2002). As referências deste capítulo encontram-se no ANEXO A - BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.

4.1 ESTADO DA ARTE: MODELOS DE SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA

A origem da modelagem matemática data de antes do método racional, desenvolvido por Mulvany (1850) e do modelo de “eventos” por Imbeau (1892) para relacionar a vazão de pico à intensidade da precipitação. Aproximadamente quatro décadas mais tarde, Sherman (1932) introduziu o conceito de hidrograma unitário para relacionar a resposta do escoamento superficial direto ao excesso da precipitação. Quase na mesma época, Horton (1933) desenvolveu uma teoria de infiltração para estimar o excesso da precipitação e melhorar as técnicas de separação do hidrograma. Horton (1939) investigou o escoamento superficial e produziu uma fórmula semi-empírica. Keulegan (1944) realizou uma investigação teórica do escoamento superficial e sugeriu que simplificando as equações, ao que hoje conhecemos como forma da onda cinemática, seria apropriada. Izzard (1944) prosseguiu com uma análise experimental. Horton (1945) desenvolveu um conceito da formação da erosão superficial e a geração do escoamento em canais dominado pelo escoamento superficial. Foi apresentado neste seu trabalho pioneiro um conjunto de leis empíricas, hoje conhecidas como Leis de Horton, as quais constituíram os fundamentos da geomorfologia quantitativa. Nestas contribuições, evaporação e outras abstrações foram tratadas utilizando-se coeficientes ou índices.

Simultaneamente ao trabalho de Horton, Lowdermilk (1934), Hursh (1936), e Hursh e Brater (1944) observaram que os movimentos das águas sub-superficiais constituíam um componente do hidrograma das vazões de tormentas em regiões úmidas. Subsequentemente, Hoover e Hursh (1943) e Hursh (1944) relataram uma significativa produção de vazões de tormenta causada por uma "forma dinâmica de

vazões sub-superficiais". Roessel (1950) observou alterações dinâmicas na camada superior do fluxo de águas subterrâneas. Baseado nos trabalhos de Hewlett (1961a,b), Nielsen *et al.* (1959), Remson *et al.* (1960), entre outros, é aceito agora que fluxos não saturados em declives descendentes podem contribuir para as zonas saturadas da camada superior e assim criar cursos d'água. Nos anos seguintes a 1940, este pensamento culminou no que hoje é conhecido como mecanismo de fluxo sub-superficial e tem realmente se expandido em um entendimento mais integrado da geração de cursos d'água, da qual a teoria de Horton é apenas uma parte.

Uma das tentativas mais precoces de desenvolver uma teoria da infiltração foi de Green e Ampt (1911) que, utilizando princípios simplificados da física, derivou uma fórmula que ainda é popular para o cálculo da taxa de capacidade de infiltração. As equações empíricas de Kostikov (1932) e Horton (1933, 1935, 1939, 1940) também são usadas por alguns modelos atuais de bacia. O trabalho pioneiro descrevendo a evaporação de lagos foi realizado por Richardson (1931) e Cummings (1935), enquanto Thornthwaite (1948) e Penman (1948) fizeram importantes contribuições para os modelos de evapotranspiração.

Havia também algumas tentativas de quantificar outras abstrações, como a interceptação e o armazenamento em depressão e retenção. Horton (1919) produziu uma série de fórmulas empíricas para estimar a interceptação durante uma tempestade para diversos tipos de cobertura vegetal. O *Soil Conservation Service* (SCS) (1956), atualmente chamado *Natural Soil Conservation Service*, desenvolveu o que hoje referimos como método CN do SCS para o cálculo da quantidade de escoamento da chuva, considerando as abstrações. Embora a intenção original fosse modelar o escoamento diário como influências das práticas de uso do solo, foi usado para modelar tanto os hidrogramas de infiltração assim como o de escoamento para uma simulação hidrológica contínua.

A fase subterrânea do ciclo hidrológico foi investigada por Fair e Hatch (1933), que deduziram uma fórmula para o cálculo da permeabilidade dos solos. Theis (1935) combinou a lei de Darcy com a equação da continuidade para deduzir a relação entre o abaixamento da superfície piezométrica e a taxa e duração da descarga de um poço. Este trabalho apresentou os fundamentos da hidrologia quantitativa de águas subterrâneas. Jacob (1943, 1944) correlacionou os níveis da água subterrânea e precipitação em Long Island. O estudo da água subterrânea e

infiltração levaram ao desenvolvimento de técnicas de separação dos fluxos do hidrograma (Barnes, 1940).

Puls (1928) desenvolveu um método para o caminhamento de vazões através do reservatório, assumindo invariável a relação armazenamento-descarga e desprezando a variação da declividade durante a propagação da inundação. Este método, mais tarde modificado pelo U.S. Bureau of Reclamation (1949), é atualmente conhecido como método modificado de Puls. Usando o conceito de armazenamento em cunha e em prima, McCarthy e outros desenvolveram o método de amortecimento de vazões de Muskingum em 1934-1935 (U.S. Army Corps of Engineers, 1936). Este método ainda é utilizado para amortecimento de cheias em diversos modelos de bacia.

Depois de uma calmaria de quase um quarto de século na área de modelos chuva-vazão, um alvoroço na atividade de modelagem começou por volta da metade da década de 1950. Um grande esforço foi empregado na teoria de sistemas lineares, o qual conduziu à teoria do hidrograma unitário instantâneo por Nash (1957) e então a teoria do hidrograma unitário generalizado por Dooge (1959). Lighthill e Whitham (1955) desenvolveram a teoria da onda cinemática para o caminhamento de vazões em rios longos. Esta teoria é atualmente aceita como a ferramenta padrão modelagem de escoamentos superficiais e uma variedade de outros processos hidrológicos.

A década de 1960 testemunhou a revolução digital que tornou possível a integração de modelos de diferentes componentes do ciclo hidrológico e simulação na prática de uma bacia hidrográfica inteira, como exemplificada pela contribuição do Stanford Watershed Model – SWM (atualmente HSPF) por Crawford e Linsley (1966). Este foi provavelmente a primeira tentativa de modelar verdadeiramente o ciclo hidrológico inteiro. Simultaneamente, vários modelos um pouco menos abrangentes foram desenvolvidos. Exemplos de tais modelos que se tornaram popular são os modelos de bacia hidrográfica de Dawdy e O'Donnell (1965) e HEC-1 (Hydrologic Engineering Center, 1968). Também, um número de modelos semidistribuídos capazes de compatibilizar a variabilidade espacial dos processos hidrológicos dentro da bacia hidrográfica foi desenvolvido, como ilustrados pelos modelos de tanque (Sugawara, 1967) (Sugawara *et al.*, 1974).

Realmente houve uma proliferação de modelos hidrológicos de bacias hidrográficas desde o desenvolvimento do SWM (ou HSPF), com ênfase nos

modelos físicos. Exemplos de tais modelos hidrológicos de bacias hidrográficas são SWMM (Metcalf e Eddy *et al.*, 1971), PRMS (Leavesley *et al.* 1983), NWS River Forecast System (Burnash *et al.* 1973), SSARR (Rockwood, 1982), Systeme Hydrologique Europeen (SHE) (Abbott *et al.* 1986a,b), TOPMODEL (Beven e Kirby, 1979), IHDM (Morris, 1980) e outros. Todos estes modelos foram, desde então, significativamente aprimorados. SWM, agora HSPF, é de longe mais compreensível que sua versão original. SHE tem sido ampliado para incluir o transporte de sedimentos e é aplicável na escala de uma bacia fluvial (Bathurst *et al.*, 1995). TOPMODEL tem sido expandido para conter informações de represamento aumentadas, mais processos físicos e melhorar a estimativa de parâmetros.

A revolução digital também despertou duas outras revoluções, ou seja, a simulação numérica e a simulação estatística. A capacidade dos computadores crescendo exponencialmente e, como resultado, avanços na hidrologia de bacias hidrográficas tem acontecido num ritmo sem precedentes nos últimos 35 anos. Durante as décadas de 1970 e 1980, um grande número de modelos matemáticos foi desenvolvido não somente para simulação de hidrologia de bacias hidrográficas, mas também suas aplicações em outras áreas, como gerenciamento ambiental e de ecossistemas. Os desenvolvimentos de novos modelos ou os aperfeiçoamentos dos anteriores continuam hoje. Atualmente todas as agências federais nos Estados Unidos têm seus modelos ou alguma variação de modelos desenvolvidos em algum lugar.

Em 1991, o Bureau of Reclamation (1991) preparou um inventário de 64 modelos hidrológicos de bacias hidrográficas classificados em quatro categorias, e este inventário continua sendo atualizado. Burton (1993) compilou o Proceedings of the Federal Interagency Workshop on Hydrologic Modeling Demands for the 1990's, que contém diversos modelos de bacia hidrográfica importantes. Singh (1995b) editou um livro que resumiu 26 modelos populares de todo o globo. O Subcommittee on Hydrology of The Interagency Advisory Committee on Water Data (USGS 1998) publicou os Proceedings of the First Federal Interagency Hydrologic Modeling Conference, que contém diversos modelos hidrológicos de bacias hidrográficas populares desenvolvidos pelas agências federais nos Estados Unidos. Wurbs (1998) listou uma série de modelos de simulação de recursos hídricos generalizados em sete categorias e discutidos em sua disseminação.

Existem diversos modelos gerais de bacias hidrográficas muito conhecidos sendo utilizados atualmente nos Estados Unidos e em outros lugares. Estes modelos variam de forma significativa na construção de cada componente individual do processo do modelo, parcialmente porque estes modelos servem para diferentes propósitos. HEC-HMS é considerado o modelo padrão no setor privado dos Estados Unidos para o projeto de sistemas de drenagem, quantificando o efeito da mudança no uso do solo em inundações, etc. O modelo NWS é o modelo padrão para previsão de cheias. HSPF e seu modelo estendido de qualidade da água são os modelos padrão adotados pela Environmental Protection Agency (EPA). O modelo MMS do USGS é o modelo padrão para planejamento de recursos hídricos e obras de gerenciamento, especialmente aqueles sob a jurisdição do U. S. Bureau of Reclamation. Os modelos UBC e WATFLOOD são populares no Canadá para simulação hidrológica. Os modelos RORB e WBN são frequentemente empregados para previsão de cheias, projetos de drenagem e avaliação do efeito de mudanças no uso do solo na Austrália. TOPMODEL e SHE são os modelos padrão para análises em muitos países da Europa. O modelo HBV é o modelo padrão para previsão de vazões nos países Escandinavos. Os modelos ARNO, LCS, e TOPIKAPI são populares na Itália. O TANK MODEL é muito aceito no Japão. O modelo Xinanjiang é o modelo frequentemente utilizado na China.

4.2 SISTEMAS DE MODELAGEM HIDROLÓGICA

A simulação é o processo de utilização de modelo, existindo em geral três fases: uma de calibração (ou ajuste do modelo), outra de validação (ou verificação) e previsão. A calibração ou estimativa de parâmetros é fase de simulação em que os parâmetros são determinados; a verificação (ou validação) é a simulação do modelo com os parâmetros estimados em que se verifica a validade do ajuste realizado; e a previsão é a simulação do sistema pelo modelo com parâmetros ajustados para quantificação de suas respostas a diferentes entradas. O ajuste de parâmetros depende da disponibilidade dos dados históricos, medições da amostra, e determinação da característica física do sistema.

A modelagem de sistemas hidrológicos normalmente é feita através de programas computacionais devido à complexidade e do volume dos cálculos realizados.

A Figura 19 e a Tabela 3 apresentam alguns dos principais modelos ou sistemas de simulação hidrológica disponíveis atualmente, alguns são gratuitos, outros pagos (às vezes com versões acadêmicas).

Figura 19 - Distribuição dos sistemas pelo mundo

Tabela 3 - Alguns dos sistemas de modelagem mais conhecidos

SISTEMAS	INSTITUIÇÃO DESENVOLVEDORA	PAÍS DE ORIGEM
ABC6	LabSid – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo	Brasil
CABC	FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica	Brasil
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Center – US Army Corps of Engineers	Estados Unidos
MIDUSS	Alan A. Smith Inc.	Canadá
IPHS1	IPH – Instituto de Pesquisas Hidráulicas – UFRGS	Brasil
SMADA	University Of Central Florida	Estados Unidos
TOPMODEL	Hydrology and Fluid Dynamics Group – Lancaster University	Reino Unido
SWMM	Center for Exposure Assessment Modeling – U.S. Environmental Protection Agency	Estados Unidos
STANFORD/HFAM	Hydrocomp, Inc.	Estados Unidos
MOUSE	DHI Software	Dinamarca
KNEROS2	Agricultural Research Service – U. S. Department of Agriculture	Estados Unidos
TANK MODEL	Tokio University	Japão
WinTR55	Natural Resources Conservation Service – United States Department of Agriculture	Estados Unidos
PCSWMM	Computational Hydraulics International	Canadá

5 METODOLOGIA

A seguir são apresentadas as principais formulações matemáticas que quantificam as diversas fases do percurso da água desde a precipitação até a sua transformação em vazão no curso d'água ou através de reservatórios. No fim deste capítulo é apresentada a integração destes modelos.

5.1 MODELOS DE PRECIPITAÇÃO

A precipitação representa a principal entrada de água no sistema. Em geral, a precipitação é representada em termos de lâmina d'água (1 milímetro de chuva equivale a 1 litro de água distribuídos em 1 metro quadrado do terreno). A precipitação caracteristicamente apresenta grande variação temporal e espacial. As principais formas de precipitação são: chuva, neve, garoa, granizo, orvalho e geada. Desconsiderando a neve, característica de região de altas latitudes e/ou altas altitudes, a chuva representa a principal forma de precipitação. Basicamente, a chuva pode ser classificada em três tipos básicos: convectiva, frontal e orográfica. (RENNÓ; SOARES, 200)

A chuva convectiva é causada pelo aquecimento diferenciado da superfície e das camadas mais baixas da atmosfera, provocando a ascensão de massas de ar quente e úmido. Este tipo de chuva é em geral concentrado e de grande intensidade, e muitas vezes estamos associadas à ocorrência de granizo.

A chuva frontal ou ciclônica ocorre quando uma massa de ar frio entra em contato com uma massa de ar quente, fazendo com que esta última suba carregando a umidade para altas altitudes, provocando precipitação. Chuvas ciclônicas ocorrem mais distribuídas temporal e espacialmente.

Finalmente, a chuva orográfica é causada por movimentos laterais de massas de ar quente e úmido que, encontrando uma barreira física (montanha), são forçadas a se elevar. Este tipo de chuva é particularmente importante em regiões costeiras que apresentam cadeias de montanhas.

Assim como é importante conhecer a quantidade de chuva que entra no sistema, é também importante conhecer a velocidade com que isto acontece. É sabido que chuvas de grandes intensidades (grandes volumes de água em curtos

intervalos de tempo) provocam grandes escoamentos superficiais, mesmo em solos não saturados, já que, nesses casos, o volume de água que atinge a superfície do solo pode ser superior à taxa de infiltração do mesmo.

Outro problema relacionado com a chuva é a estimação de sua distribuição espacial. O fato é que as distribuições temporais e espaciais da precipitação podem embutir erros superiores a qualquer refinamento de metodologia que simule os processos físicos numa bacia hidrográfica.

A chuva é caracteristicamente um fenômeno contínuo no espaço, no entanto, medidas pluviométricas são feitas apenas em alguns pontos do terreno. A extrapolação dos dados observados para toda a área deve ser feita de maneira bastante criteriosa. Observou-se que um ponto de observação não representou áreas distantes a 1.000 m dele quando se considerou as médias pluviométricas diárias, mensais ou mesmo trimestrais, e que médias pluviométricas anuais poderiam ser extrapoladas até 2.500 m distante do ponto de observação. Diversas técnicas podem ser utilizadas para se extrapolar medidas pontuais de chuva para toda a área, destacando-se: médias ponderadas pelo inverso da distância, polígonos de Thiessen e técnicas geoestatísticas, por exemplo, a krigeagem. Independente da técnica de interpolação utilizada, os resultados da espacialização de dados pontuais são influenciados basicamente pela quantidade e distribuição destes pontos de observação.

Os modelos hidrológicos de precipitação utilizam tormentas de projeto derivadas de dados históricos de precipitação. A tormenta não representa um evento atual, mas uma série idealizada de dados de precipitação que se ajusta a um objetivo específico do projeto. A tormenta de projeto é uma combinação determinada por análise de padrões regionais de chuva (LOS ANGELES COUNTY DEPARTMENT OF PUBLIC WORKS, 2006).

Três componentes definem uma tormenta de projeto: sua intensidade, duração e frequência; sua distribuição temporal; e sua distribuição espacial.

A definição de uma tormenta de projeto requer uma descrição de como a intensidade de uma precipitação ocorre ao longo do tempo, representada em diagrama pelo hietograma.

5.1.1 INTENSIDADE

A intensidade é a precipitação por unidade de tempo. Expressa em mm/h ou mm/min. A intensidade de uma precipitação apresenta variabilidade temporal, mas, para análise dos processos hidrológicos, geralmente são definidos intervalos de tempo nos quais é considerada constante. (BERTONI; TUCCI, 2004)

As estimativas de intensidade de precipitação são feitas pela análise estatística de séries de dados pluviométricos relativos à região de estudo. Dados referentes a longos períodos permitem que se considere frequência como probabilidade, levando ao traçado de Equações IDF.

5.1.1.1 RELAÇÃO ENTRE AS CHUVAS MÁXIMA DIÁRIA E DE 24 HORAS

Em 1966 o Instituto Astronômico e Geofísico da USP realizou um estudo procurando estabelecer uma relação entre as alturas pluviométricas das chuvas máximas de “1 dia” e a de “24 horas”, com base em séries anuais que abrangem o período de 1928 a 1965, obtidas dos dados pluviométricos e pluviográficos observados simultaneamente em São Paulo. (DAEE; CETESB, 1980)

Os resultados obtidos mostram que em termos de alturas pluviométricas, a média das chuvas de “1 dia” e a de “2 dias” podem ser consideradas com uma estimativa bastante representativa da chuva de “24 horas” de frequência correspondente.

Por outro lado, a partir destes dados, pode-se verificar que as alturas pluviométricas das chuvas máximas de “24 horas” e de “1 dia”, guardam uma relação quase constante e independente do período de retorno, cujo valor é da ordem de 1,14 praticamente coincidente com o valor adotado pelo U. S. Weather Bureau para a mesma relação que é de 1,13.

Tabela 4 - Relação entre as alturas pluviométricas das chuvas máximas de 24 horas e de 1 dia

Período de Retorno (anos)					
5	10	25	50	75	100
1,13	1,13	1,14	1,15	1,14	1,15

(DAEE; CETESB, 1980)

Portanto, em áreas onde só se dispõe de dados de postos pluviométricos, a avaliação das chuvas de 24 horas pode ser feita a partir das chuvas máximas de 1 dia de mesma frequência, aplicando-se o fator 1,14 acima mencionado, ou ainda pela média aritmética das chuvas de 1 dia e de 2 dias, de mesma frequência.

5.1.1.2 EQUAÇÕES IDF

As equações intensidade-duração-frequência (IDF) relacionam a intensidade média da precipitação a uma dada duração e a uma probabilidade de ocorrência, normalmente expressa em período que é o inverso da frequência. A forma padrão é apresentada na Equação (2).

$$i = \frac{k \cdot T^n}{(d + d_0)^m} \quad (2)$$

Onde:

T	Período de retorno (anos);
d	Duração da precipitação (min);
i	Intensidade da precipitação (mm/min);
k, n, m, d_0	Parâmetros da localidade.

A origem destas curvas foi discutida por alguns estudiosos, como McPherson (1958) apud Marcellini (1994), que questionou o fato das intensidades representarem a média de uma determinada duração e não a história real da tormenta, o que altera os resultados e avaliações destas relações.

Também de acordo com Marcellini (1994), a principal crítica é baseada no fato destas relações serem construídas com base em tormentas com duração menor, obtidas de tormentas com duração maior. Ou seja, a duração da tormenta utilizada na determinação das curvas, não é a duração real da tormenta e representa sim, uma pequena parte de determinada tormenta com duração maior.

A precipitação máxima pontual pode ser caracterizada através das relações IDF. Essas relações são obtidas através de uma série de dados de chuvas intensas, suficientemente longas e representativas do local de interesse (ZAHED FILHO; MARCELLINI, 1995).

As relações IDF associam, à tormenta de projeto, uma probabilidade de ocorrência. Desta forma, a escolha da tormenta de projeto depende da probabilidade de ocorrência da mesma, conseqüentemente, existe um risco associado dessa tormenta a ser superada.

5.1.1.3 DURAÇÃO

Uma tormenta de projeto frequentemente utilizada em projetos hidrológicos para bacias urbanas muito pequenas é a chuva de intensidade constante. Tal hipótese se fundamenta no fato de que, nesse caso, a causa crítica das enchentes é a curta duração ou elevada intensidade de precipitação. Pode ser demonstrado que o pico do escoamento superficial ocorre quanto toda a área de drenagem é tributária do ponto em consideração. É, portanto, comum assumir-se que a duração da chuva de projeto seja igual ao tempo de concentração da bacia. No caso geral, entretanto, a duração crítica deve ser pesquisada, aplicando-se o hietograma a um método de transformação chuva-vazão e analisando-se os resultados (ZAHED FILHO; MARCELLINI, 1995)

Em geral, adota-se, para a chuva crítica de uma pequena bacia hidrográfica, uma duração igual ao tempo de concentração da bacia.

Essa hipótese é válida quando se admite que a contribuição do escoamento superficial à seção de saída da bacia hidrográfica atinja um regime permanente, após a duração de a chuva ter superado o tempo de concentração da bacia hidrográfica. Mas, para que isso ocorra, é necessário que o hietograma da chuva excedente tenha intensidade constante. Num caso geral, a forma desse hietograma efetivo dependerá da forma do hietograma de projeto e da curva de infiltração adotada.

No caso geral, a duração crítica deve ser pesquisada, aplicando-se diversos hietogramas de projeto, com durações crescentes a um método de transformação chuva-vazão, e analisando-se os resultados dos valores das vazões de pico e dos volumes dos hidrogramas gerados.

5.1.1.4 PERÍODO DE RETORNO

As tormentas de projeto são padrões de precipitações máximas adotadas na obtenção de hidrogramas de projeto (ZAHED FILHO; MARCELLINI, 1995).

A escolha da tormenta de projeto para os projetos de obras de drenagem deve considerar de acordo com a natureza das obras a projetar. Devem-se levar em conta os riscos envolvidos quanto a segurança da população e as perdas materiais.

A determinação da tormenta de projeto dá-se em função da disponibilidade dos dados de precipitação da região de interesse.

Período de retorno é o inverso da probabilidade de um determinado evento hidrológico ser igualado ou excedido em um ano qualquer. Ao se decidir, portanto, que uma obra será projetada para uma vazão com período de retorno TR, automaticamente, decide-se o grau de proteção conferido a população (PORTO, 1995).

$$F = \frac{1}{T} \quad (3)$$

Onde:

F Frequência (1/ano);
 T Período de retorno (anos).

A probabilidade de ocorrer, pelo menos, uma tormenta igual ou superior à vida útil de uma obra é apresentada na Equação (4) obtida por uma distribuição binomial.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (4)$$

Onde:

R Risco de ocorrência;
 T Período de retorno (ano);
 N Vida útil da obra (ano).

A Tabela 5 apresenta alguns valores de período de retorno para alguns tipos de obras.

Tabela 5 - Período de Retorno para diferentes ocupações

Tipo de Obra	Tipo de Ocupação da Área	Tempo de Retorno (ano)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Área com edifícios de serviço público	5
	Aeroportos	2-5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
	Áreas de importâncias específicas	500

(DAEE; CETESB, 1980)

Estudos econômicos podem orientar a escolha do período de retorno, mas a necessidade de se considerarem custos e benefícios de difícil quantificação e, ainda mais, a impossibilidade de se levarem em conta uma série de aspectos que não podem ser expressos em termos monetários, limitam a aplicação de métodos objetivos para a escolha do período de retorno.

As dificuldades em se estabelecer objetivamente o período de retorno fazem com que a escolha recaia sobre valores aceitos de forma mais ou menos ampla pelo meio técnico. Muitas entidades fixam os períodos de retorno para diversos tipos de obras como critério de projeto.

5.1.1.5 MÉTODO ESTATÍSTICO (CHOW-GUMBEL)

Uma distribuição de frequência pode ser utilizada para representar a probabilidade de ocorrência da chuva diária. Dados de chuvas máximas anuais ocorridas em um dia são selecionados a partir de um período de observação disponível num posto de coleta, formando uma série parcial de referência. (OLIVEIRA *et al.*, 2005)

A distribuição de Extremo do Tipo I de Chow-Gumbel é então utilizada para obter as chuvas de um dia para diversos períodos de retorno. Esta função de distribuição possui dois parâmetros, é ilimitada e geralmente ajusta-se bem para chuvas máximas.

$$T = e^{-e^y} \quad (5)$$

$$y = -\ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \quad (6)$$

Onde:

- y Variável reduzida;
 T Período de retorno (ano).

A magnitude de um evento hidrológico X_T pode ser representada pela média acrescida de uma variação em torno da média. Essa variação pode ser considerada igual ao produto do desvio padrão e um fator de frequência K_T , que está em função do período de retorno e do tipo de distribuição de probabilidade usada na análise.

A análise da frequência pode ser expressa através da seguinte equação:

$$X_T = \bar{X} + K_T \cdot s \quad (7)$$

Onde:

- X_T Magnitude do evento;
 $\bar{X}$ Média dos dados;
 K_T Fator de frequência;
 s Desvio padrão dos dados.

Para a distribuição de Extremo do Tipo I, a variável aleatória original X_T pode ser relacionada com y através da equação:

$$X_T = u + \alpha \cdot y \quad (8)$$

$$u = \bar{X} - 0,5772 \cdot \alpha \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6} \cdot s}{\pi} \quad (10)$$

Onde:

- u, α Parâmetros da distribuição.

Relacionando-se as Equações (7) e (8), obtém-se:

$$K_T = 0,7797 \cdot y - 0,45005 \quad (11)$$

A relação empírica dada pela Equação (11) mantém-se boa para uma amostra com número de dados maior que 100 valores. Para obter os fatores de frequência para pequenas amostras de dados é necessário corrigir o valor de K_T em função do tamanho da amostra. Esta correção é dada pela seguinte expressão:

$$K_T = \frac{y - \mu_y}{s_y} \quad (12)$$

Onde:

- y Variável reduzida associada a cada evento da série;
- s_y Desvio padrão;
- μ_y Média.

O procedimento para determinar a probabilidade de ocorrência da chuva de projeto para qualquer período de retorno é o seguinte:

1. Selecionar uma série de dados de precipitações máximas anuais, representativa para a análise da chuva de projeto (precipitações máximas).
2. Caso as precipitações máximas anuais sejam diárias ao invés de 24 horas, então determinar a precipitação de 24 horas pela multiplicação dos valores diários por 1,14.
3. Calcular a média $\bar{X}$ e do desvio padrão s da série de precipitação de 24 horas.
4. Calcular o período de retorno T e da variável reduzida y associada a cada evento da série de precipitação de 24 horas.
5. Calcular o fator de frequência corrigido K_T associado ao período de retorno de cada evento.
6. Calcular a precipitação de 24 horas ajustadas pela distribuição de Extremos do Tipo I para os períodos de retorno da série.
7. Calcular o quadrado do coeficiente de correlação R^2 entre as precipitações de 24 horas obtidas dos valores diários observados e os calculados pela distribuição de Extremo do Tipo I. O valor de R^2 pode ser interpretado como a proporção da variância ocorrida na precipitação de 24 horas calculada que pode ser atribuída à variância na precipitação de

24 horas obtida dos dados observados. Este coeficiente é um indicador da qualidade do ajuste.

8. Determinar a precipitação de projeto para qualquer período de retorno desejado.
9. Utilizar o fator de redução espacial em função da área da bacia e do tempo de duração da chuva.

5.1.2 DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL

A distribuição temporal dos volumes precipitados condicionará o volume infiltrado e a forma do hidrograma de escoamento superficial direto originado pela chuva excedente (ZAHED FILHO; MARCELLINI, 1995).

Constituem características importantes do hietograma de projeto: o pico, O tempo de pico e a distribuição, bem como o volume, a duração e a frequência. Assim, no desenvolvimento de uma chuva de projeto, análises empíricas dos registros de chuvas locais são realizadas para determinar o “arranjo” mais provável das ordenadas do hietograma de projeto.

Os métodos existentes para determinação da distribuição temporal de uma tormenta classificam-se em métodos que se utilizam a análise de eventos de tormenta e métodos que utilizam as relações IDF.

Dentre os métodos existentes para se estabelecer a distribuição temporal de uma precipitação máxima, destacam-se aqueles de simples utilização como o método dos blocos alternados (que utiliza as relações IDF) e do hidrograma triangular (que utiliza a análise de eventos de tormenta).

5.1.2.1 BLOCOS ALTERNADOS (1980)

De acordo com o método dos blocos alternados, a distribuição temporal da chuva é conseguida utilizando-se dados das relações IDF. Esta distribuição não se relaciona com os fenômenos físicos. Trata-se de um método empírico, que caracteriza uma condição crítica. Esse método propõe a distribuição de totais de chuva em intervalos de tempo em que a duração total é subdividida, da seguinte forma:

- Selecionam-se a duração da tormenta e o intervalo de subdivisão;
- Através da relação I-D-F conhecida para o local, calcula-se a intensidade de precipitação para cada duração múltipla do intervalo de subdivisão;
- Essas intensidades são transformadas em alturas de chuva e acumuladas ao longo dos intervalos de tempo;
- Os incrementos desses totais são acumulados para cada período e rearranjados de maneira a situar o bloco maior no centro e os demais dispostos em ordem decrescente, à direita e a esquerda do conjunto já ordenado, alternativamente.

No método dos blocos alternados, a distribuição temporal é conseguida utilizando-se dados das relações IDF. Esta distribuição não se relaciona com os fenômenos físicos. É uma solução simples que caracteriza uma condição crítica. Esse método propõe a distribuição de totais de chuva em intervalos de tempo contidos na duração total. (KAMEL FILHO; MARCELLINI, 1995)

Essa distribuição é bastante questionável, pois, além de seguir um padrão arbitrário de distribuição temporal, admite implicitamente que uma chuva com certa duração e período de retorno contenha eventos de durações menores, sempre com o mesmo período de retorno do evento de duração maior. A probabilidade de esses eventos ocorrerem simultaneamente supera, em muito, a probabilidade adotada para o evento de duração mais longa.

5.1.2.2 TRIANGULAR (1980)

O método do hietograma triangular é uma forma simples de caracterizar um hietograma, desde que a altura total de precipitação e a sua duração sejam conhecidas. Desta forma, a largura da base e a altura do triângulo são determinadas. (KAMEL FILHO; MARCELLINI, 1995)

$$P = \frac{t_d \cdot h}{2} \rightarrow h = \frac{2 \cdot P}{t_d} \quad (13)$$

$$r = \frac{t_b}{t_d} \quad (14)$$

$$t_a = t_d - t_b = (1 - r) \cdot t_d \quad (15)$$

Onde:

- r Coeficiente de avanço da tormenta;
- t_b Tempo de ascensão até o pico;
- t_d Tempo de recessão.

Para se determinar o pico do hietograma, há a necessidade de se conhecer os dados de eventos observados, determinando-se, então, o coeficiente de avanço da tormenta, o qual define a porcentagem do tempo que ocorre antes do pico do hietograma com relação à duração total da chuva.

5.1.2.3 SCS (1982)

O método do SCS é um método de distribuição temporal determinado pelo USDA. Foram desenvolvidos hietogramas de tormentas sintéticos, para uso nos EUA, para tormentas de 6 e 24 horas de duração. Esses hietogramas foram obtidos

de informações apresentadas por Hershfield e Wilson, que utilizaram 49 mapas de isoietas para períodos de retorno de 1, 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos (baseados em series parciais de dados). Os referidos autores também forneceram diagramas de interpolação, para estimativa da precipitação, para durações e períodos de retorno não apresentados nos mapas. (KAMEL FILHO; MARCELLINI, 1995)

Foram desenvolvidas quatro distribuições para tormentas de 24 horas de duração, chamadas tipo I, IA, II e III. As distribuições do tipo I e IA são utilizadas para a região do Oceano Pacífico com inverno úmido e verão seco. A do tipo II é a que se adapta para o restante dos EUA. As alturas de chuva para durações de 30 minutos a 24 horas foram obtidas dessa publicação e usadas para se determinar as distribuições temporais. As distribuições foram obtidas de acordo com a metodologia dos blocos alternados.

Porto e Marcellini (1993) utilizaram 114 relações IDF de cidades brasileiras, entre as quais as estabelecidas por Pfafstetter (1982) e as de Magn e Mero (1986). Para cada tormenta de 24 horas obtida das relações IDF, obteve-se a distribuição temporal, utilizando-se o método dos blocos alternados, com intervalo de tempo de hora em hora. A partir dessas distribuições, foi estabelecida a distribuição temporal média.

A distribuição temporal média obtida das relações IDF, comparada à distribuição temporal do SCS tipo II mostra uma semelhança na distribuição e um erro relativo pequeno.

A partir das curvas de 6h e da de 12h tipo II, foi interpolada uma curva de 12h de duração (Gráfico 1).

Gráfico 1 - Curva “S” do SCS de 12h interpolada entre a de 6h e 24h II

Os gráficos a seguir (Gráfico 2, Gráfico 3, Gráfico 4) apresentam a comparação entre cada uma das curvas (6h, 12h e 24h, respectivamente) com as geradas por equações IDF's em algumas cidades brasileiras.

Gráfico 2 - Curva “S” do SCS de 6h comparadas com IDF's de algumas cidades brasileiras

Gráfico 3 - Curva "S" do SCS de 12h comparadas com IDF's de algumas cidades brasileiras

Gráfico 4 - Curva "S" do SCS de 24h comparadas com IDF's de algumas cidades brasileiras

As tabelas a seguir (Tabela 6, Tabela 7, Tabela 8, Tabela 9, Tabela 10, Tabela 11, Tabela 12) mostram os hietogramas adimensionais para chuvas do SCS com diversas durações.

Tabela 6 – Hietograma adimensional acumulado de 6 horas do SCS

t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P
0,1	0,0067	1,3	0,1133	2,5	0,5883	3,7	0,8033	4,9	0,9183
0,2	0,0133	1,4	0,1267	2,6	0,6200	3,8	0,8167	5,0	0,9267
0,3	0,0200	1,5	0,1400	2,7	0,6450	3,9	0,8300	5,1	0,9350
0,4	0,0267	1,6	0,1567	2,8	0,6667	4,0	0,8400	5,2	0,9433
0,5	0,0333	1,7	0,1733	2,9	0,6833	4,1	0,8500	5,3	0,9517
0,6	0,0400	1,8	0,1900	3,0	0,7000	4,2	0,8600	5,4	0,9600
0,7	0,0500	1,9	0,2300	3,1	0,7167	4,3	0,8700	5,5	0,9667
0,8	0,0600	2,0	0,2700	3,2	0,7333	4,4	0,8800	5,6	0,9733
0,9	0,0700	2,1	0,3100	3,3	0,7500	4,5	0,8900	5,7	0,9800
1,0	0,0800	2,2	0,3822	3,4	0,7633	4,6	0,8967	5,8	0,9867
1,1	0,0900	2,3	0,4550	3,5	0,7767	4,7	0,9033	5,9	0,9933
1,2	0,1000	2,4	0,5300	3,6	0,7900	4,8	0,9100	6,0	1,0000

Tabela 7 – Hietograma adimensional acumulado de 12 horas do SCS

t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P
0,1	0,0025	2,5	0,0736	4,9	0,2434	7,3	0,8236	9,7	0,9350
0,2	0,0049	2,6	0,0776	5,0	0,2589	7,4	0,8308	9,8	0,9385
0,3	0,0074	2,7	0,0815	5,1	0,3135	7,5	0,8381	9,9	0,9419
0,4	0,0099	2,8	0,0855	5,2	0,3681	7,6	0,8437	10,0	0,9453
0,5	0,0123	2,9	0,0895	5,3	0,4227	7,7	0,8494	10,1	0,9484
0,6	0,0149	3,0	0,0935	5,4	0,4773	7,8	0,8550	10,2	0,9515
0,7	0,0175	3,1	0,0981	5,5	0,5319	7,9	0,8606	10,3	0,9546
0,8	0,0201	3,2	0,1028	5,6	0,5624	8,0	0,8663	10,4	0,9578
0,9	0,0227	3,3	0,1075	5,7	0,5928	8,1	0,8711	10,5	0,9609
1,0	0,0254	3,4	0,1122	5,8	0,6232	8,2	0,8760	10,6	0,9636
1,1	0,0281	3,5	0,1169	5,9	0,6536	8,3	0,8809	10,7	0,9664
1,2	0,0309	3,6	0,1226	6,0	0,6841	8,4	0,8857	10,8	0,9691
1,3	0,0337	3,7	0,1283	6,1	0,6981	8,5	0,8906	10,9	0,9719
1,4	0,0364	3,8	0,1340	6,2	0,7122	8,6	0,8944	11,0	0,9746
1,5	0,0392	3,9	0,1397	6,3	0,7262	8,7	0,8982	11,1	0,9773
1,6	0,0425	4,0	0,1454	6,4	0,7403	8,8	0,9020	11,2	0,9799
1,7	0,0458	4,1	0,1526	6,5	0,7544	8,9	0,9058	11,3	0,9825
1,8	0,0491	4,2	0,1598	6,6	0,7638	9,0	0,9096	11,4	0,9851
1,9	0,0524	4,3	0,1670	6,7	0,7733	9,1	0,9133	11,5	0,9877
2,0	0,0557	4,4	0,1742	6,8	0,7828	9,2	0,9170	11,6	0,9901
2,1	0,0592	4,5	0,1814	6,9	0,7923	9,3	0,9208	11,7	0,9926
2,2	0,0628	4,6	0,1969	7,0	0,8018	9,4	0,9245	11,8	0,9951
2,3	0,0664	4,7	0,2124	7,1	0,8091	9,5	0,9282	11,9	0,9975
2,4	0,0700	4,8	0,2279	7,2	0,8163	9,6	0,9316	12,0	1,0000

Tabela 8 – Hietograma adimensional acumulado de 24 horas do SCS Tipo 1

t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P
0,1	0,0017	4,9	0,0975	9,7	0,3454	14,5	0,7862	19,3	0,9168
0,2	0,0035	5,0	0,1000	9,8	0,3878	14,6	0,7894	19,4	0,9190
0,3	0,0052	5,1	0,1024	9,9	0,4632	14,7	0,7926	19,5	0,9212
0,4	0,0070	5,2	0,1049	10,0	0,5150	14,8	0,7958	19,6	0,9234
0,5	0,0087	5,3	0,1073	10,1	0,5322	14,9	0,7989	19,7	0,9256
0,6	0,0105	5,4	0,1098	10,2	0,5476	15,0	0,8020	19,8	0,9278
0,7	0,0122	5,5	0,1123	10,3	0,5612	15,1	0,8051	19,9	0,9299
0,8	0,0139	5,6	0,1148	10,4	0,5730	15,2	0,8082	20,0	0,9320
0,9	0,0157	5,7	0,1174	10,5	0,5830	15,3	0,8112	20,1	0,9341
1,0	0,0174	5,8	0,1199	10,6	0,5919	15,4	0,8142	20,2	0,9362
1,1	0,0192	5,9	0,1225	10,7	0,6003	15,5	0,8173	20,3	0,9382
1,2	0,0210	6,0	0,1250	10,8	0,6083	15,6	0,8202	20,4	0,9402
1,3	0,0227	6,1	0,1276	10,9	0,6159	15,7	0,8232	20,5	0,9423
1,4	0,0245	6,2	0,1303	11,0	0,6230	15,8	0,8262	20,6	0,9442
1,5	0,0262	6,3	0,1332	11,1	0,6298	15,9	0,8291	20,7	0,9462
1,6	0,0280	6,4	0,1361	11,2	0,6365	16,0	0,8320	20,8	0,9482
1,7	0,0297	6,5	0,1391	11,3	0,6430	16,1	0,8349	20,9	0,9501
1,8	0,0315	6,6	0,1423	11,4	0,6493	16,2	0,8378	21,0	0,9520
1,9	0,0332	6,7	0,1456	11,5	0,6555	16,3	0,8406	21,1	0,9539
2,0	0,0350	6,8	0,1489	11,6	0,6615	16,4	0,8434	21,2	0,9558
2,1	0,0368	6,9	0,1524	11,7	0,6674	16,5	0,8462	21,3	0,9576
2,2	0,0386	7,0	0,1560	11,8	0,6731	16,6	0,8490	21,4	0,9594
2,3	0,0404	7,1	0,1597	11,9	0,6786	16,7	0,8518	21,5	0,9613
2,4	0,0423	7,2	0,1633	12,0	0,6840	16,8	0,8546	21,6	0,9630
2,5	0,0442	7,3	0,1671	12,1	0,6892	16,9	0,8573	21,7	0,9648
2,6	0,0461	7,4	0,1708	12,2	0,6944	17,0	0,8600	21,8	0,9666
2,7	0,0480	7,5	0,1746	12,3	0,6995	17,1	0,8627	21,9	0,9683
2,8	0,0500	7,6	0,1784	12,4	0,7044	17,2	0,8654	22,0	0,9700
2,9	0,0520	7,7	0,1823	12,5	0,7092	17,3	0,8680	22,1	0,9717
3,0	0,0540	7,8	0,1861	12,6	0,7140	17,4	0,8706	22,2	0,9734
3,1	0,0561	7,9	0,1901	12,7	0,7186	17,5	0,8733	22,3	0,9750
3,2	0,0582	8,0	0,1940	12,8	0,7232	17,6	0,8758	22,4	0,9766
3,3	0,0603	8,1	0,1982	12,9	0,7276	17,7	0,8784	22,5	0,9783
3,4	0,0625	8,2	0,2027	13,0	0,7320	17,8	0,8810	22,6	0,9798
3,5	0,0647	8,3	0,2077	13,1	0,7362	17,9	0,8835	22,7	0,9814
3,6	0,0669	8,4	0,2132	13,2	0,7404	18,0	0,8860	22,8	0,9830
3,7	0,0691	8,5	0,2190	13,3	0,7444	18,1	0,8885	22,9	0,9845
3,8	0,0714	8,6	0,2252	13,4	0,7484	18,2	0,8910	23,0	0,9860
3,9	0,0737	8,7	0,2318	13,5	0,7523	18,3	0,8934	23,1	0,9875
4,0	0,0760	8,8	0,2388	13,6	0,7560	18,4	0,8958	23,2	0,9890
4,1	0,0784	8,9	0,2462	13,7	0,7596	18,5	0,8982	23,3	0,9904
4,2	0,0807	9,0	0,2540	13,8	0,7632	18,6	0,9006	23,4	0,9918
4,3	0,0831	9,1	0,2623	13,9	0,7667	18,7	0,9030	23,5	0,9933
4,4	0,0855	9,2	0,2714	14,0	0,7700	18,8	0,9054	23,6	0,9946
4,5	0,0878	9,3	0,2812	14,1	0,7733	18,9	0,9077	23,7	0,9960
4,6	0,0902	9,4	0,2917	14,2	0,7766	19,0	0,9100	23,8	0,9974
4,7	0,0926	9,5	0,3030	14,3	0,7798	19,1	0,9123	23,9	0,9987
4,8	0,0951	9,6	0,3194	14,4	0,7830	19,2	0,9146	24,0	1,0000

Tabela 9 – Hietograma adimensional acumulado de 24 horas do SCS Tipo 1A

t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P
0,1	0,0022	4,9	0,1516	9,7	0,5612	14,5	0,7528	19,3	0,8949
0,2	0,0043	5,0	0,1560	9,8	0,5666	14,6	0,7561	19,4	0,8974
0,3	0,0063	5,1	0,1606	9,9	0,5718	14,7	0,7594	19,5	0,9000
0,4	0,0082	5,2	0,1653	10,0	0,5770	14,8	0,7627	19,6	0,9026
0,5	0,0100	5,3	0,1701	10,1	0,5820	14,9	0,7660	19,7	0,9051
0,6	0,0118	5,4	0,1750	10,2	0,5868	15,0	0,7692	19,8	0,9076
0,7	0,0137	5,5	0,1800	10,3	0,5916	15,1	0,7725	19,9	0,9101
0,8	0,0157	5,6	0,1849	10,4	0,5964	15,2	0,7757	20,0	0,9126
0,9	0,0178	5,7	0,1900	10,5	0,6010	15,3	0,7789	20,1	0,9151
1,0	0,0200	5,8	0,1952	10,6	0,6058	15,4	0,7821	20,2	0,9176
1,1	0,0228	5,9	0,2005	10,7	0,6104	15,5	0,7853	20,3	0,9200
1,2	0,0257	6,0	0,2060	10,8	0,6150	15,6	0,7885	20,4	0,9225
1,3	0,0287	6,1	0,2120	10,9	0,6196	15,7	0,7916	20,5	0,9249
1,4	0,0318	6,2	0,2181	11,0	0,6240	15,8	0,7947	20,6	0,9273
1,5	0,0350	6,3	0,2243	11,1	0,6284	15,9	0,7979	20,7	0,9297
1,6	0,0380	6,4	0,2306	11,2	0,6326	16,0	0,8010	20,8	0,9321
1,7	0,0410	6,5	0,2370	11,3	0,6368	16,1	0,8041	20,9	0,9344
1,8	0,0439	6,6	0,2429	11,4	0,6410	16,2	0,8071	21,0	0,9368
1,9	0,0470	6,7	0,2488	11,5	0,6450	16,3	0,8102	21,1	0,9391
2,0	0,0500	6,8	0,2549	11,6	0,6489	16,4	0,8132	21,2	0,9414
2,1	0,0531	6,9	0,2613	11,7	0,6527	16,5	0,8163	21,3	0,9437
2,2	0,0563	7,0	0,2680	11,8	0,6565	16,6	0,8193	21,4	0,9460
2,3	0,0595	7,1	0,2752	11,9	0,6603	16,7	0,8223	21,5	0,9482
2,4	0,0628	7,2	0,2829	12,0	0,6640	16,8	0,8252	21,6	0,9505
2,5	0,0660	7,3	0,2912	12,1	0,6677	16,9	0,8282	21,7	0,9527
2,6	0,0692	7,4	0,3002	12,2	0,6715	17,0	0,8312	21,8	0,9550
2,7	0,0724	7,5	0,3100	12,3	0,6753	17,1	0,8341	21,9	0,9572
2,8	0,0756	7,6	0,3314	12,4	0,6791	17,2	0,8370	22,0	0,9594
2,9	0,0788	7,7	0,3547	12,5	0,6830	17,3	0,8399	22,1	0,9615
3,0	0,0820	7,8	0,3788	12,6	0,6866	17,4	0,8428	22,2	0,9637
3,1	0,0851	7,9	0,4026	12,7	0,6903	17,5	0,8457	22,3	0,9658
3,2	0,0883	8,0	0,4250	12,8	0,6939	17,6	0,8486	22,4	0,9680
3,3	0,0915	8,1	0,4394	12,9	0,6974	17,7	0,8514	22,5	0,9701
3,4	0,0947	8,2	0,4517	13,0	0,7010	17,8	0,8542	22,6	0,9722
3,5	0,0980	8,3	0,4623	13,1	0,7047	17,9	0,8570	22,7	0,9743
3,6	0,1015	8,4	0,4716	13,2	0,7084	18,0	0,8598	22,8	0,9764
3,7	0,1050	8,5	0,4800	13,3	0,7120	18,1	0,8626	22,9	0,9784
3,8	0,1086	8,6	0,4890	13,4	0,7155	18,2	0,8654	23,0	0,9804
3,9	0,1123	8,7	0,4975	13,5	0,7190	18,3	0,8681	23,1	0,9825
4,0	0,1160	8,8	0,5055	13,6	0,7225	18,4	0,8709	23,2	0,9845
4,1	0,1197	8,9	0,5130	13,7	0,7259	18,5	0,8736	23,3	0,9865
4,2	0,1234	9,0	0,5200	13,8	0,7293	18,6	0,8763	23,4	0,9884
4,3	0,1272	9,1	0,5266	13,9	0,7326	18,7	0,8790	23,5	0,9904
4,4	0,1311	9,2	0,5329	14,0	0,7360	18,8	0,8817	23,6	0,9924
4,5	0,1350	9,3	0,5389	14,1	0,7394	18,9	0,8844	23,7	0,9943
4,6	0,1390	9,4	0,5446	14,2	0,7428	19,0	0,8870	23,8	0,9962
4,7	0,1431	9,5	0,5500	14,3	0,7461	19,1	0,8896	23,9	0,9981
4,8	0,1473	9,6	0,5556	14,4	0,7495	19,2	0,8923	24,0	1,0000

Tabela 10 – Hietograma adimensional acumulado de 24 horas do SCS Tipo 2

t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P
0,1	0,0010	4,9	0,0614	9,7	0,1697	14,5	0,8376	19,3	0,9423
0,2	0,0020	5,0	0,0630	9,8	0,1733	14,6	0,8409	19,4	0,9438
0,3	0,0030	5,1	0,0646	9,9	0,1771	14,7	0,8442	19,5	0,9452
0,4	0,0041	5,2	0,0662	10,0	0,1810	14,8	0,8474	19,6	0,9466
0,5	0,0051	5,3	0,0679	10,1	0,1851	14,9	0,8505	19,7	0,9480
0,6	0,0062	5,4	0,0696	10,2	0,1895	15,0	0,8535	19,8	0,9493
0,7	0,0072	5,5	0,0712	10,3	0,1941	15,1	0,8565	19,9	0,9507
0,8	0,0083	5,6	0,0730	10,4	0,1989	15,2	0,8594	20,0	0,9520
0,9	0,0094	5,7	0,0747	10,5	0,2040	15,3	0,8622	20,1	0,9533
1,0	0,0105	5,8	0,0764	10,6	0,2094	15,4	0,8649	20,2	0,9546
1,1	0,0116	5,9	0,0782	10,7	0,2152	15,5	0,8676	20,3	0,9559
1,2	0,0127	6,0	0,0800	10,8	0,2214	15,6	0,8702	20,4	0,9572
1,3	0,0138	6,1	0,0818	10,9	0,2280	15,7	0,8728	20,5	0,9584
1,4	0,0150	6,2	0,0836	11,0	0,2350	15,8	0,8753	20,6	0,9597
1,5	0,0161	6,3	0,0855	11,1	0,2427	15,9	0,8777	20,7	0,9610
1,6	0,0173	6,4	0,0874	11,2	0,2513	16,0	0,8800	20,8	0,9622
1,7	0,0184	6,5	0,0892	11,3	0,2609	16,1	0,8823	20,9	0,9635
1,8	0,0196	6,6	0,0912	11,4	0,2715	16,2	0,8845	21,0	0,9647
1,9	0,0208	6,7	0,0931	11,5	0,2830	16,3	0,8868	21,1	0,9660
2,0	0,0220	6,8	0,0950	11,6	0,3068	16,4	0,8890	21,2	0,9672
2,1	0,0232	6,9	0,0970	11,7	0,3544	16,5	0,8912	21,3	0,9685
2,2	0,0244	7,0	0,0990	11,8	0,4308	16,6	0,8934	21,4	0,9697
2,3	0,0257	7,1	0,1010	11,9	0,5679	16,7	0,8955	21,5	0,9709
2,4	0,0269	7,2	0,1030	12,0	0,6630	16,8	0,8976	21,6	0,9722
2,5	0,0281	7,3	0,1051	12,1	0,6820	16,9	0,8997	21,7	0,9734
2,6	0,0294	7,4	0,1072	12,2	0,6986	17,0	0,9018	21,8	0,9746
2,7	0,0306	7,5	0,1093	12,3	0,7130	17,1	0,9038	21,9	0,9758
2,8	0,0319	7,6	0,1114	12,4	0,7252	17,2	0,9058	22,0	0,9770
2,9	0,0332	7,7	0,1135	12,5	0,7350	17,3	0,9078	22,1	0,9782
3,0	0,0345	7,8	0,1156	12,6	0,7434	17,4	0,9097	22,2	0,9794
3,1	0,0358	7,9	0,1178	12,7	0,7514	17,5	0,9117	22,3	0,9806
3,2	0,0371	8,0	0,1200	12,8	0,7588	17,6	0,9136	22,4	0,9818
3,3	0,0384	8,1	0,1222	12,9	0,7656	17,7	0,9155	22,5	0,9829
3,4	0,0398	8,2	0,1246	13,0	0,7720	17,8	0,9173	22,6	0,9841
3,5	0,0411	8,3	0,1270	13,1	0,7780	17,9	0,9192	22,7	0,9853
3,6	0,0425	8,4	0,1296	13,2	0,7836	18,0	0,9210	22,8	0,9864
3,7	0,0439	8,5	0,1322	13,3	0,7890	18,1	0,9228	22,9	0,9876
3,8	0,0452	8,6	0,1350	13,4	0,7942	18,2	0,9245	23,0	0,9887
3,9	0,0466	8,7	0,1379	13,5	0,7990	18,3	0,9263	23,1	0,9899
4,0	0,0480	8,8	0,1408	13,6	0,8036	18,4	0,9280	23,2	0,9910
4,1	0,0494	8,9	0,1438	13,7	0,8080	18,5	0,9297	23,3	0,9922
4,2	0,0508	9,0	0,1470	13,8	0,8122	18,6	0,9313	23,4	0,9933
4,3	0,0523	9,1	0,1502	13,9	0,8162	18,7	0,9330	23,5	0,9944
4,4	0,0538	9,2	0,1534	14,0	0,8200	18,8	0,9346	23,6	0,9956
4,5	0,0553	9,3	0,1566	14,1	0,8237	18,9	0,9362	23,7	0,9967
4,6	0,0568	9,4	0,1598	14,2	0,8273	19,0	0,9377	23,8	0,9978
4,7	0,0583	9,5	0,1630	14,3	0,8308	19,1	0,9393	23,9	0,9989
4,8	0,0598	9,6	0,1663	14,4	0,8342	19,2	0,9408	24,0	1,0000

Tabela 11 – Hietograma adimensional acumulado de 24 horas do SCS Tipo 3

t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P
0,1	0,0010	4,9	0,0553	9,7	0,1748	14,5	0,8341	19,3	0,9475
0,2	0,0020	5,0	0,0567	9,8	0,1794	14,6	0,8383	19,4	0,9489
0,3	0,0030	5,1	0,0582	9,9	0,1842	14,7	0,8425	19,5	0,9503
0,4	0,0040	5,2	0,0597	10,0	0,1890	14,8	0,8465	19,6	0,9517
0,5	0,0050	5,3	0,0612	10,1	0,1940	14,9	0,8504	19,7	0,9530
0,6	0,0060	5,4	0,0627	10,2	0,1993	15,0	0,8543	19,8	0,9544
0,7	0,0070	5,5	0,0642	10,3	0,2048	15,1	0,8579	19,9	0,9557
0,8	0,0080	5,6	0,0657	10,4	0,2105	15,2	0,8615	20,0	0,9570
0,9	0,0090	5,7	0,0673	10,5	0,2165	15,3	0,8650	20,1	0,9583
1,0	0,0100	5,8	0,0688	10,6	0,2227	15,4	0,8683	20,2	0,9596
1,1	0,0110	5,9	0,0704	10,7	0,2292	15,5	0,8716	20,3	0,9609
1,2	0,0120	6,0	0,0720	10,8	0,2359	15,6	0,8747	20,4	0,9621
1,3	0,0130	6,1	0,0736	10,9	0,2428	15,7	0,8777	20,5	0,9634
1,4	0,0140	6,2	0,0753	11,0	0,2500	15,8	0,8806	20,6	0,9646
1,5	0,0150	6,3	0,0770	11,1	0,2578	15,9	0,8833	20,7	0,9658
1,6	0,0160	6,4	0,0788	11,2	0,2664	16,0	0,8860	20,8	0,9670
1,7	0,0170	6,5	0,0806	11,3	0,2760	16,1	0,8886	20,9	0,9682
1,8	0,0180	6,6	0,0825	11,4	0,2866	16,2	0,8911	21,0	0,9694
1,9	0,0190	6,7	0,0844	11,5	0,2980	16,3	0,8936	21,1	0,9706
2,0	0,0200	6,8	0,0864	11,6	0,3143	16,4	0,8960	21,2	0,9718
2,1	0,0210	6,9	0,0884	11,7	0,3394	16,5	0,8984	21,3	0,9729
2,2	0,0220	7,0	0,0905	11,8	0,3733	16,6	0,9007	21,4	0,9741
2,3	0,0231	7,1	0,0926	11,9	0,4160	16,7	0,9030	21,5	0,9752
2,4	0,0241	7,2	0,0948	12,0	0,5000	16,8	0,9052	21,6	0,9764
2,5	0,0252	7,3	0,0970	12,1	0,5840	16,9	0,9074	21,7	0,9775
2,6	0,0263	7,4	0,0993	12,2	0,6267	17,0	0,9095	21,8	0,9786
2,7	0,0274	7,5	0,1016	12,3	0,6606	17,1	0,9116	21,9	0,9797
2,8	0,0285	7,6	0,1040	12,4	0,6857	17,2	0,9136	22,0	0,9808
2,9	0,0296	7,7	0,1064	12,5	0,7020	17,3	0,9156	22,1	0,9818
3,0	0,0308	7,8	0,1089	12,6	0,7134	17,4	0,9175	22,2	0,9829
3,1	0,0319	7,9	0,1114	12,7	0,7240	17,5	0,9194	22,3	0,9839
3,2	0,0331	8,0	0,1140	12,8	0,7336	17,6	0,9212	22,4	0,9850
3,3	0,0343	8,1	0,1167	12,9	0,7422	17,7	0,9230	22,5	0,9860
3,4	0,0355	8,2	0,1194	13,0	0,7500	17,8	0,9247	22,6	0,9870
3,5	0,0367	8,3	0,1223	13,1	0,7572	17,9	0,9264	22,7	0,9880
3,6	0,0379	8,4	0,1253	13,2	0,7641	18,0	0,9280	22,8	0,9890
3,7	0,0392	8,5	0,1284	13,3	0,7708	18,1	0,9296	22,9	0,9900
3,8	0,0404	8,6	0,1317	13,4	0,7773	18,2	0,9312	23,0	0,9909
3,9	0,0417	8,7	0,1350	13,5	0,7835	18,3	0,9327	23,1	0,9919
4,0	0,0430	8,8	0,1385	13,6	0,7895	18,4	0,9343	23,2	0,9928
4,1	0,0443	8,9	0,1421	13,7	0,7952	18,5	0,9358	23,3	0,9938
4,2	0,0456	9,0	0,1458	13,8	0,8007	18,6	0,9373	23,4	0,9947
4,3	0,0470	9,1	0,1496	13,9	0,8060	18,7	0,9388	23,5	0,9956
4,4	0,0483	9,2	0,1535	14,0	0,8110	18,8	0,9403	23,6	0,9965
4,5	0,0497	9,3	0,1575	14,1	0,8158	18,9	0,9418	23,7	0,9974
4,6	0,0511	9,4	0,1617	14,2	0,8206	19,0	0,9433	23,8	0,9983
4,7	0,0525	9,5	0,1659	14,3	0,8252	19,1	0,9447	23,9	0,9991
4,8	0,0539	9,6	0,1703	14,4	0,8297	19,2	0,9461	24,0	1,0000

Tabela 12 – Hietograma adimensional acumulado de 48 horas do SCS Tipo 2

t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P	t/d	Pt/P
0,5	0,0020	10,5	0,0670	20,5	0,1920	30,5	0,8610	40,5	0,9570
1,0	0,0050	11,0	0,0710	21,0	0,2040	31,0	0,8680	41,0	0,9600
1,5	0,0080	11,5	0,0750	21,5	0,2170	31,5	0,8740	41,5	0,9630
2,0	0,0110	12,0	0,0790	22,0	0,2330	32,0	0,8800	42,0	0,9660
2,5	0,0140	12,5	0,0840	22,5	0,2520	32,5	0,8860	42,5	0,9690
3,0	0,0170	13,0	0,0890	23,0	0,2770	33,0	0,8920	43,0	0,9720
3,5	0,0200	13,5	0,0940	23,5	0,3180	33,5	0,8970	43,5	0,9750
4,0	0,0230	14,0	0,0990	24,0	0,6380	34,0	0,9020	44,0	0,9780
4,5	0,0260	14,5	0,1040	24,5	0,6980	34,5	0,9070	44,5	0,9810
5,0	0,0290	15,0	0,1090	25,0	0,7290	35,0	0,9120	45,0	0,9840
5,5	0,0320	15,5	0,1140	25,5	0,7520	35,5	0,9170	45,5	0,9870
6,0	0,0350	16,0	0,1200	26,0	0,7700	36,0	0,9210	46,0	0,9900
6,5	0,0380	16,5	0,1260	26,5	0,7850	36,5	0,9250	46,5	0,9930
7,0	0,0410	17,0	0,1330	27,0	0,7980	37,0	0,9290	47,0	0,9960
7,5	0,0440	17,5	0,1400	27,5	0,8090	37,5	0,9330	47,5	0,9980
8,0	0,0470	18,0	0,1470	28,0	0,8190	38,0	0,9370	48,0	1,0000
8,5	0,0510	18,5	0,1540	28,5	0,8290	38,5	0,9410		
9,0	0,0550	19,0	0,1620	29,0	0,8380	39,0	0,9450		
9,5	0,0590	19,5	0,1710	29,5	0,8460	39,5	0,9490		
10,0	0,0630	20,0	0,1810	30,0	0,8540	40,0	0,9530		

5.1.2.4 HUFF (1976)

Baseado em dados de bacias hidrográficas do meio oeste dos EUA, Huff (1967) sugeriu uma família adimensional de padrões de distribuição de tormentas. Os eventos foram divididos em quatro grupos, chamados de quartis, de forma que o pico da intensidade da precipitação ficasse na primeira, segunda, terceira ou quarta parte da duração da tormenta. Dentro de cada grupo a distribuição foi organizada para diferentes probabilidades de ocorrência.

Huff classificou as tormentas em quatro grupos. Cada tormenta teve sua duração dividida em quatro partes chamadas quartis. Desta forma, as tormentas foram classificadas e agrupadas de acordo com o quartil em que a chuva mais intensa ocorreu. Assim, para os dados de chuva de cada quartil, fez-se uma análise estatística, com o objetivo de se obter curvas de distribuição temporal, associadas a uma probabilidade de ocorrência. (KAMEL FILHO; MARCELLINI, 1995)

A recomendação é para utilização em áreas com até 1000 km² (MARCELLINI, 1994).

Gráfico 5 - Curvas adimensionais de Huff

Tabela 13 – Curvas adimensionais de Huff

Tempo	1º Quartil	2º Quartil	3º Quartil	4º Quartil
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	0,063	0,015	0,020	0,020
0,10	0,178	0,031	0,040	0,040
0,15	0,333	0,070	0,072	0,055
0,20	0,500	0,125	0,100	0,070
0,25	0,620	0,208	0,122	0,085
0,30	0,705	0,305	0,140	0,100
0,35	0,760	0,420	0,155	0,115
0,40	0,798	0,525	0,180	0,135
0,45	0,830	0,630	0,215	0,155
0,50	0,855	0,725	0,280	0,185
0,55	0,880	0,805	0,395	0,215
0,60	0,898	0,860	0,535	0,245
0,65	0,915	0,900	0,690	0,290
0,70	0,930	0,930	0,790	0,350
0,75	0,944	0,948	0,875	0,435
0,80	0,958	0,962	0,935	0,545
0,85	0,971	0,974	0,965	0,740
0,90	0,983	0,985	0,985	0,920
0,95	0,994	0,993	0,995	0,975
1,00	1,000	1,000	1,000	1,000

Tabela 14 - Frequências das tormentas nos quartis de Huff

Quartil	Frequência
1º	30%
2º	36%
3º	19%
4º	15%

A região monitorada para a obtenção dos dados foi a região do centro leste de Illinois (EUA) com período de dados de 1955 a 1966. Foram analisadas 261 tormentas com durações de 30 minutos a 48 horas, de 49 postos numa área de 1000 km². A área é rural com terreno plano e com elevações de 200 a 300 m.

Uma tormenta foi definida como o período de chuva, separada da precipitação que a antecede por um intervalo de seis horas ou mais. O critério para se adotar os eventos como chuvas intensas ou tormentas, foi baseado no valor da chuva média da rede de postos. Foram adotadas as precipitações que excederam a chuva média de 13 mm na rede, ou aquelas em que, em um ou mais postos da rede, registraram-se eventos nos quais o total da chuva foi acima de 25,4 mm (1 polegada).

As distribuições temporais foram expressas em termos de probabilidade, devido à grande variabilidade existente nas distribuições entre as tormentas.

5.1.3 DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL

Os valores de precipitações registrados em um posto pluviométrico são representativos para uma área ao redor do posto. Dependendo das condições topográficas e das características climáticas de uma região, essa área limite varia de 1 km² a 25 km².

O cálculo da precipitação média de um evento em uma área pode ser feito por três processos simples. O da média aritmética, em que a média das precipitações registradas nos vários postos é considerada a média precipitada na área, é o mais simples. Pode ser utilizado quando a rede de postos é densa e não há grandes variações de medidas entre os postos.

Os dois outros processos são o dos polígonos de Thiessen e o das isoietas, em que a precipitação média é ponderada por áreas de influência.

O método dos polígonos de Thiessen admite que a chuva, em um dado ponto, é igual àquela medida no posto mais próximo. Os limites das áreas de influência são as mediatrizes dos segmentos que unem dois postos vizinhos.

No método das isoietas, admite-se uma variação contínua entre os valores medidos em dois postos vizinhos. As áreas de influência são delimitadas por suas isoietas (linhas de mesma precipitação consecutivas).

Existem diversas relações empíricas do tipo:

$$P_m = P_0 \cdot e^{-k \cdot A^m} \quad (16)$$

Onde:

P_m Chuva média na área da tormenta;

P_0 Chuva no epicentro da tormenta;

A Área da tormenta;

k, m Parâmetros de ajuste.

A seguinte equação foi estabelecida pelo U.S. Weather Bureau:

$$k = e^{0,00550147 \cdot \log(d)^4 - 0,0214756 \cdot \log(d)^3 - 0,018787 \cdot \log(d)^2 + 0,20186 \cdot \log(d) - 0,4215945}$$

$$\alpha = e^{0,04920556 \cdot \log(d)^4 - 0,2375025 \cdot \log(d)^3 + 0,2798456 \cdot \log(d)^2 - 0,2676842 \cdot \log(d) - 5,0552}$$

$$P_m = P_0 \cdot [k + (1 - k) \cdot e^{-\alpha \cdot A}] \quad (17)$$

Onde:

P_m Chuva média na área da tormenta;

P_0 Chuva no epicentro da tormenta;

A Área da tormenta (km²);

d Duração da tormenta (h).

Gráfico 6 - Coeficiente de redução espacial em função da duração.

5.1.4 TORMENTA DE PROJETO

Uma tormenta de projeto pode ser manualmente definida pelo usuário através da determinação da intensidade e da distribuição temporal de uma tormenta observada ou hipotética.

Normalmente, uma tormenta observada é produto de dados colhidos por postos pluviográficos ou por estações hidrometeorológicas.

Já uma tormenta hipotética pode ser desenvolvida para uma bacia, visando diferentes distribuições que enfatizem a duração crítica das vazões de pico (USDA, 1986).

Esta opção deve ser utilizada caso existam estudos preliminares que determinem tormentas de projeto para a região.

5.2 MODELOS DE INFILTRAÇÃO

O escoamento superficial direto, ou precipitação excedente, é a parcela da precipitação total que escoia inicialmente pela superfície do solo, concentrando-se em enxurradas e, posteriormente, em cursos de águas maiores e mais bem definidas.

Distinguem-se duas abordagens principais para o cálculo da chuva excedente.

Primeiro: a chuva excedente é calculada diretamente por meio de relações funcionais que levam em conta o total da precipitação, o tipo de solo, sua ocupação, a umidade antecedente, etc. Esses métodos baseiam-se, normalmente, em relações empíricas, sendo alguns de frágil fundamentação teórica. São largamente utilizados, pois, normalmente, são de uso fácil e fornecem resultados satisfatórios quando empregados com discernimento. Exemplo: CN do SCS e Coeficiente de Escoamento Superficial.

Segundo: calculam-se as perdas por infiltração, interceptação, retenção e outras. Esses métodos baseiam-se em fórmulas de infiltração que procuram representar os processos físicos que ocorrem na camada superior do solo. A maior dificuldade na aplicação desses métodos reside na escolha dos parâmetros de infiltração. Exemplo: Horton, GeA.

Como as fórmulas de infiltração caem para a parte permeável da bacia, é necessário considerar as áreas impermeáveis. (PORTO, 1995)

O equacionamento que se segue admite que uma bacia possa ser dividida em três frações: AP - parcela permeável da bacia, composta, fundamentalmente, de parques, jardins, áreas de preservação e outras áreas não pavimentadas; DC - área impermeável diretamente conectada é aquela que despeja as águas pluviais diretamente na rede de drenagem, sem que existam perdas entre o ponto em que a precipitação atinge a superfície e a saída da bacia, por exemplo, ruas, pátios de estacionamento e telhados ligados por condutores à rede de drenagem; NC - área impermeável não conectada diretamente, que despeja as águas coletadas em áreas permeáveis, possibilitando, portanto, nova oportunidade de infiltração.

Considerando-se uma bacia de área unitária onde: AP - área permeável; DC - área impermeável diretamente conectada; P - precipitação sobre a bacia; I - infiltração durante a duração de P , segundo uma formulação de infiltração qualquer (Figura 20).

Figura 20 – Esquema de uma área impermeabilizada

Equaciona-se a situação como se segue:

- a. $ESD(DC)$: Escoamento superficial direto, oriundo da área diretamente conectada;
- b. $ESD(NC)$: Escoamento superficial direto, produzido pela área impermeável não conectada e transferindo para a área permeável;

- c. $ESD(AP)$: Escoamento superficial direto, produzido pela área permeável;
- d. $ESD(AP + DC + NC)$: Escoamento superficial total:

$$AP + DC + NC = 1 \quad (18)$$

$$ESD(DC) = DC \cdot P \quad (19)$$

$$ESD(NC) = NC \cdot P \quad (20)$$

$$ESD(AP) = (AP \cdot P + NC \cdot P) - AP \cdot I = P \cdot (1 - DC) - AP \cdot I \quad (21)$$

$$ESD(AP + DC + NC) = ESD(AP) + ESD(DC) \quad (22)$$

Onde:

- AP Porção da área permeável;
- DC Porção da área impermeável diretamente conectada;
- NC Porção da área impermeável não diretamente conectada;
- ESD Escoamento superficial direto;
- P Precipitação;
- I Infiltração.

5.2.1 HORTON (1940)

Uma das expressões mais conhecidas para representar o processo de infiltração é dada pela fórmula de Horton (PORTO, 1995):

$$f(t) = f_{\infty} + (f_0 - f_{\infty}) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (23)$$

$$F(t) = f_{\infty} \cdot t + \frac{(f_0 - f_{\infty})}{k} \cdot (1 - e^{-k \cdot t}) \quad (24)$$

Onde:

- $f(t)$ Capacidade de infiltração no solo no instante t (mm/h);
- f_{∞} Capacidade mínima de infiltração no solo, para $t = \infty$ (mm/h);
- f_0 Capacidade máxima de infiltração no solo; para $t = 0$ (mm/h);
- t Tempo desde o início da precipitação (h);
- k Coeficiente de decaimento (1/h);
- $F(t)$ Infiltração acumulada no solo no instante t (mm).

A expressão de Horton é uma fórmula de capacidade de infiltração, ou seja, só representa a lâmina efetivamente infiltrada quando o suprimento de água do solo é maior ou igual ao valor dado pela fórmula. Como, em hidrologia, o suprimento é representado pela intensidade e da precipitação, conclui-se que a fórmula só é válida quando $i \geq f$. A fórmula pode, entretanto, ser aplicada a situações em que $i < f$, desde que se utilizem algoritmos especiais como o proposto por Berthelot.

A maior dificuldade de aplicação da fórmula de Horton reside na determinação de seus parâmetros f_0 , f_∞ e K que, embora possam ser determinados experimentalmente por meio de infiltrômetros, estão sujeitos a muitas inconsistências.

Tabela 15 - Parâmetros de Horton para diferentes tipos de solos

Parâmetros de Horton	Classificação hidrológica do solo – SCS			
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
f_0 (mm/h)	250	200	130	80
f_∞ (mm/h)	25	13	7	3
K	2	2	2	2

5.2.2 SCS (1972)

Um dos métodos de utilização corrente, que se aplica especialmente quando não se dispõe de dados hidrológicos é o do Soil Conservation Service do Departamento de Agricultura dos EUA. Existe uma adaptação de método para os solos do Estado de São Paulo suficientemente abrangentes para ser aplicada a solos de outros estados, desenvolvido por Setzer.

A fórmula proposta pelo SCS é:

$$Q = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S} \quad (25)$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (26)$$

Onde:

Q Escoamento superficial direto (mm);

P Precipitação (mm);

S Retenção potencial do solo (mm);

CN Parâmetro Curve Number.

O cálculo da infiltração e, por consequência, do escoamento superficial direto é baseado no modelo desenvolvido pelo USDA – SCS (atualmente NRCS – Natural Research Conservation Service) em 1972, sendo um dos modelos mais utilizados em aplicações práticas devido a sua simplicidade, facilidade de aplicação e qualidade dos resultados fornecidos. O modelo consiste num conjunto de curvas que relacionam a precipitação total com a precipitação excedente (indiretamente obtém-se a infiltrada). Para parametrizar estas curvas, o SCS criou um adimensional denominado CN (curve number) que pode ser determinado pelas características dos solos da bacia, seu uso e ocupação. Existem tabelas que relacionam estas variáveis e fornecem um CN médio para estas condições.

5.2.2.1 TIPOS DE SOLOS

O SCS dividiu os tipos de solos em 4 grupos com as seguintes características:

- GRUPO A: Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8,0%, não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1,0%.
- GRUPO B: Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2% e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é quase sempre presente camada mais densificada que a camada superficial.
- GRUPO C: Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas, estes dois limites máximos podem ser 40% e 1,5 m. Nota-se a cerca de 60 cm de profundidade camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade.

- GRUPO D: Solos argilosos (de 30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como o Grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados.

5.2.2.2 CONDIÇÕES DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Os valores tabelados do CN são para uma determinada condição padrão de umidade do solo (Condição II), para se determinar o CN para outras condições (Condição I e III) deve-se fazer uma correção do parâmetro. As características de cada condição são as seguintes:

- Condição I: Solos Secos - Os solos estão secos, mas não ao ponto de provocar murchamento das plantas, mesmo as cultivadas, enquanto é alta a percentagem de área arada que permite infiltração rápida das águas pluviais. As chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassam 15 mm.
- Condição II: Solos Médios - Intermediária mais comum entre a I e a III, condição em que os solos normalmente se encontram na estação úmida. Situação muito frequente em épocas chuvosas, as chuvas nos últimos 5 dias totalizam entre 15 mm e 40 mm.
- Condição III: Solos Úmidos - O solo está quase saturado por que as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40 mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

Tabela 16 – Valores de CN em função da cobertura e do tipo hidrológico do solo (Condição II)

Bacia	Uso do Solo	Ocupação	Grupo A	Grupo B	Grupo C	Grupo D
Urbana	Residencial	Lote até 500m ² (65%)	77	85	90	92
		Lote até 1000m ² (38%)	61	75	83	87
		Lote até 1500m ² (30%)	57	72	81	86
	Estacionamentos	Pavimentados	98	98	98	98
		Cobertos (telhados)	98	98	98	98
	Ruas e Estradas	Pavimentadas, com	98	98	98	98
		Com cascalho	76	85	89	91
		De terra	72	82	87	89
	Áreas	85% de	89	92	94	95
	Distritos	72% de	81	88	91	93
	Espaços	Boas condições,	39	61	74	80
		Condições médias,	49	69	79	84
Rural	Terreno	Plantio em linha reta	77	86	91	94
		Em fileiras retas	70	80	87	90
	Cultura em	Linha reta, condições	72	81	88	91
		Linha reta, condições	67	78	85	89
		Curva de nível,	70	79	84	88
		Curva de nível,	65	75	82	86
	Cultura de grãos	Linha reta, condições	65	76	84	88
		Linha reta, condições	63	75	83	87
		Curva de nível,	63	74	82	85
		Curva de nível,	61	73	81	84
	Plantações de	Em curvas de nível	60	72	81	88
		Terraceado em nível	57	70	78	89
		Pobres	68	79	86	89
		Normais	49	69	79	94
		Boas	39	61	74	80
	Pastagens	Linha reta, pobres	68	79	86	89
		Linha reta, normais	49	69	79	84
		Linha reta, densos	39	61	74	80
		Curvas de nível,	47	67	81	88
		Curvas de nível,	*25	59	75	83
		Curvas de nível,	*6	35	70	79
	Campos	Normais	30	58	71	78
		Esparsos, baixa	45	66	77	83
		Densos, alta	*25	55	70	77
	Estradas de terra	Normais	56	75	86	91
		Más	72	82	87	89
		Superfície dura	74	84	90	92
	Florestas	Muito esparsas, baixa	56	75	86	91
		Esparsas	46	68	78	84
		Densas, alta	*26	52	62	69
		Normais	36	60	70	76
	Água	Lago, rio, represa	100	100	100	100

* Não é recomendado o uso de CN inferior a 30.

Tabela 17 – Conversão das curvas CN para as diferentes condições de umidade do solo

Condições de umidade		
I	II	III
100	100	100
87	95	99
78	90	98
70	85	97
63	80	94
57	75	91
51	70	87
45	65	83
40	60	79
35	55	75
31	50	70
27	45	65
23	40	60
19	35	55
15	30	50
12	25	45
9	20	39
7	15	33
4	10	26
2	5	17
0	0	0

(Setzer; Porto, 1979)

5.2.3 GREEN-AMPT (1911)

A equação de Green-Ampt, desenvolvida pelos autores que dão o nome ao método, em 1911, apresenta uma versão simples e precisa para as equações completas da hidrodinâmica conhecidas como equações de Richards, para o cálculo da capacidade de infiltração, a qual vem sendo largamente utilizada até hoje.

Esse método de estimativa de infiltração utiliza muitas variáveis que outros métodos, como a Lei de Darcy, não. É função da frente de sucção e armazenamento, porosidade, condutividade hidráulica e tempo.

O pressuposto básico por trás da equação de Green-Ampt é que a água se infiltra no solo seco como uma frente de umedecimento nas camadas superiores do solo mediante a introdução de algumas simplificações. A Figura 21 ilustra a variação no teor de umidade θ com a profundidade z abaixo da superfície, num tempo que a frente avançou uma distância L .

Figura 21 - Frente de umedecimento no método de Green-Ampt

A passagem desta frente faz com que o teor de umidade aumente a partir de um valor inicial θ_i até um valor de saturação θ_s . Esta diferença é definida como o déficit de umidade $\Delta\theta$.

A equação foi desenvolvida para a infiltração com o excesso de água na superfície durante todo tempo. Mein e Larson, em 1973, mostraram como poderia se adaptar para uma precipitação constante e propôs uma maneira na qual o parâmetro de sucção capilar pôde ser determinada. Em 1978, Chu mostrou a aplicabilidade da equação para a situação de precipitação variável usando dados de uma bacia real.

A formulação de Mein e Larson é um modelo em 2 estágios. O primeiro passo calcula o volume de água que infiltrará antes da superfície se torne saturada. Deste ponto em diante, a capacidade de infiltração é calculada pela equação de Green-Ampt. A infiltração é dada por:

$$f(t) = K \cdot \left(1 + \frac{(\psi + h_0) \cdot \Delta\theta}{F(t)} \right) \quad (27)$$

$$F(t) - (\psi + h_0) \cdot \Delta\theta \cdot \left(1 + \frac{F(t)}{(\psi + h_0) \cdot \Delta\theta} \right) \quad (28)$$

Onde:

$f(t)$ Taxa de infiltração no instante t (mm/h);

K Condutividade hidráulica (mm/h);

- ψ Capilaridade média da frente de sucção (mm);
 h_0 Profundidade da lâmina de água sobre a superfície do solo (mm);
 $\Delta\theta$ Déficit de umidade;
 $F(t)$ Infiltração acumulada no instante t (mm).

A fim de calcular a precipitação efetiva, esta equação deve ser resolvida para cada intervalo de tempo do hietograma. Como ilustrado na Gráfico 7, existem 3 casos que devem ser considerados, nos quais as taxas de infiltração nos tempos t e $t + \Delta t$ são denotadas por f_1 e f_2 respectivamente, e a intensidade da precipitação i é assumida como constante durante o intervalo de tempo. Cada caso é considerado separadamente.

Gráfico 7 - Ocorrências diferentes do modelo Green-Ampt

No Caso 1, a intensidade da precipitação excede a capacidade de infiltração do solo durante todo intervalo de tempo, de modo que o empoçamento deverá ocorrer durante todo tempo.

No Caso 2, no início do passo de tempo, a capacidade de infiltração excede a intensidade da precipitação, mas isso muda antes do fim deste intervalo. O empoçamento iniciará no instante t_p .

No Caso 3, a chuva infiltra durante todo o intervalo e não ocorre empoçamento.

O diagrama esquemático da Figura 22 mostra as frações de material sólido, água, ar ou vapor no solo. O índice de vazios do solo η é tipicamente entre 0,4 a 0,5. Dentro dos vazios de uma amostra seca há certo volume de humidade residual θ_r . O restante dos vazios “preenchíveis” compreende a porosidade efetiva θ_e e tipicamente varia entre 0,31 e 0,48.

A umidade inicial é denominada por θ_i e o déficit de umidade do solo por $\Delta\theta$. A saturação efetiva é denotada por s_e e pode ser utilizada para estimar a sucção da frente de umedecimento.

Figura 22 - Representação esquemática dos parâmetros de Green-Ampt

5.2.3.1 SOLUÇÃO E APROXIMAÇÕES

As equações do método Green-Ampt requerem diversas iterações para sua solução, o que dificulta a sua aplicação, principalmente em planilhas eletrônicas.

Assim, diversos estudos foram realizados com o intuito de aproximar esta solução através de metodologias não iterativas, a maioria com erros consideráveis, como pode ser encontrada em Kale e Sahoo (2011).

Destas aproximações, há destaque para o trabalho de Barry *et al* (2005), o qual utilizou a função de W_{-1} de Lambert e apresenta uma solução simples, prática e precisa, com erro máximo de 0,00005%.

$$S^2 = 2 \cdot K \cdot (\phi - \theta) \cdot (\psi + h_0) \quad (29)$$

$$t^* = \frac{2 \cdot K^2 \cdot (t - t_p)}{S^2} \quad (30)$$

$$F_p^* = \frac{2 \cdot K \cdot F_p}{S^2} \quad (31)$$

$$\sigma = \sqrt{2 \cdot [t^* + F_p^* - \ln(1 + F_p^*)]} \quad (32)$$

$$W_{-1} \approx \frac{\sigma^2/2 + \ln[1 + \sigma^2/2 + \sigma \cdot (1 + \sigma/6)^{-1}]}{[1 + \sigma^2/2 + \sigma \cdot (1 + \sigma/6)^{-1}]^{-1} - 1} \quad (33)$$

$$F^* = -1 - W_{-1} \quad (34)$$

$$f^* = \frac{W_{-1}}{1 - W_{-1}} \quad (35)$$

$$F = \frac{S^2 \cdot F^*}{2 \cdot K} \quad (36)$$

$$f = K \cdot f^* \quad (37)$$

Onde:

S	Sorptividade (mm/h ^{1/2});
K	Condutividade hidráulica (mm/h);
ϕ	Umidade saturada;
θ	Umidade inicial;
ψ	Capilaridade média da frente de sucção (mm);
h_0	Profundidade da lâmina de água sobre a superfície do solo (mm);
t^*	Tempo adimensional;
F_p^*	Infiltração acumulada adimensional de empoçamento;
σ	Relação adimensional;
W_{-1}	Função Lambert;
F^*	Infiltração acumulada adimensional;
f^*	Taxa de infiltração adimensional;
F	Infiltração acumulada (mm);
f	Taxa de infiltração (mm/h);

5.2.3.2 RELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS

A ideia da correspondência entre os valores de CN e os parâmetros de solo K e S_f (quando a umidade inicial θ_i corresponde à capacidade de campo) foi introduzida por Morel-Seytoux e Verdin (1981) que assumiram a igualdade volumétrica das perdas por infiltração nos dois métodos (SCS e Green-Ampt) e precipitações de intensidades constantes. Implementação de uma análise de regressão para um grande número de eventos de chuva-vazão em vários grupos de solos, foram determinadas as relações entre CN e K e S_f .

As relações são:

$$\begin{aligned} K_S &= (100 - CN)/12,42 \Leftarrow CN > 75 \\ K_S &= 31,39 - 0,39 \cdot CN \Leftarrow 36 < CN \leq 75 \\ K_S &= 47,07 - 0,82 \cdot CN \Leftarrow CN \leq 36 \end{aligned} \quad (38)$$

Onde:

K_S Condutividade hidráulica saturada (mm/h);
 CN Número da curva.

$$\begin{aligned} SP &= (100 - CN)/1,66 \Leftarrow CN > 65 \\ SP &= 30,25 - 0,146 \cdot CN \Leftarrow CN \leq 65 \end{aligned} \quad (39)$$

Onde:

SP Sorptividade (mm/h^{1/2});
 CN Número da curva.

$$S_f = \frac{SP^2}{2 \cdot K_S} \quad (40)$$

Onde:

S_f Fator de sucção-armazenamento (mm);
 SP Sorptividade (mm/h^{1/2});
 CN Número da curva.

A Tabela 18 e a Gráfico 8 apresentam estas relações.

Tabela 18 – Correspondência entre CN e os parâmetros de Green e Ampt

CN	f_c (mm/h)	S_f (mm)
100	-	-
95	0,40	11,2
90	0,80	22,4
85	1,20	33,6
80	1,60	44,9
75	2,00	54,9
70	4,00	40,5
65	6,00	35,8
60	7,90	29,1
55	9,90	25,0
50	11,80	22,2
45	13,80	20,3
40	15,70	18,9

Gráfico 8 - Relação entre os parâmetros CN e K , SP , e S_f

5.2.3.3 TIPOS DE SOLOS

A Tabela 19 apresenta valores de alguns parâmetros hidráulicos para diferentes tipos de solos definidos pelo USDA e que podem ser determinados em função da composição de Argila, Silte e Areia (Gráfico 9).

Tabela 19 – Parâmetros hidráulicos para diferentes tipos de solos

Número Solo	Textura	Classificação USDA	Tipo Hidrológico Solo	CN	Retenção Potencial mm	Condutividade Hidráulica Saturada mm/h	Sucção Frente Umedecimento mm	Porosidade	Índice Distribuição Poros	Umidade Saturação	Umidade Capacidade de Campo	Umidade Ponto de Murcha	Umidade Residual
1	areia	sand	A	40	381,0	235,6	96,2	0,437	0,694	0,417	0,048	0,033	0,020
2	areia franca (areia barrenta)	loamy sand	A	50	254,0	59,8	119,6	0,437	0,553	0,401	0,084	0,055	0,035
3	franco arenoso (barro arenoso)	sandy loam	A	60	169,3	21,8	215,3	0,453	0,378	0,412	0,155	0,095	0,041
4	franco (barro)	loam	B	68	119,5	13,2	175,0	0,463	0,252	0,434	0,200	0,117	0,027
5	franco siltoso (barro limoso)	silt loam	B	75	84,7	6,8	329,6	0,501	0,234	0,486	0,261	0,133	0,015
6	franco argilo arenoso (barro argilo arenoso)	sandy clay loam	C	80	63,5	3,0	424,3	0,398	0,319	0,330	0,187	0,148	0,068
7	franco argiloso (barro argiloso)	clay loam	D	83	52,0	2,0	408,9	0,464	0,242	0,390	0,245	0,197	0,075
8	franco argilo siltoso (barro argilo siltoso)	silty clay loam	D	85	44,8	2,0	538,3	0,471	0,177	0,432	0,300	0,208	0,040
9	argila arenosa	sandy clay	D	88	34,6	1,2	466,5	0,430	0,223	0,321	0,232	0,239	0,109
10	argila siltosa (argila limosa)	silty clay	D	92	22,1	1,0	577,7	0,479	0,150	0,423	0,317	0,250	0,056
11	argila	clay	D	98	5,2	0,6	622,5	0,475	0,165	0,385	0,296	0,272	0,090

(Rawls *et al.*, 1982)

Gráfico 9 - Diagrama triaxial de solos

5.3 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Diversos métodos assumem que a vazão máxima ocorre quando toda a área da bacia hidrográfica está contribuindo simultaneamente com o escoamento superficial para a seção em estudo, ou seja, quando ocorre o tempo de concentração (GENOVEZ, 2003).

Fisicamente, o tempo de concentração pode ser entendido como o tempo que o escoamento superficial leva para se deslocar do ponto hidráulicamente mais distante a um ponto de interesse dentro da bacia hidrográfica, normalmente a seção principal de controle (USDA, 1986).

O USDA (1986) também define o tempo de concentração como a somatória dos tempos de viagem (tempo que a água leva para viajar de um local a outro na bacia hidrográfica) dos sucessivos trechos componentes do sistema de drenagem.

Para Pinto *et al.* (1975) apud Franco (2004), o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é o tempo necessário para que, mantida uma precipitação constante e uniforme, com intensidade superior a capacidade de infiltração, toda a área da bacia passe a contribuir para a seção de controle.

Analiticamente (TUCCI, 2004) o tempo de concentração pode ser medido observando-se o intervalo entre o fim da precipitação e o ponto de inflexão do hidrograma na seção de controle, correspondente ao fim do escoamento superficial.

Segundo Porto (1995), a forma mais aceita e, teoricamente, mais correta de calcular o tempo de concentração é através do método cinemático do SCS.

Entretanto, em pequenas e médias bacias hidrográficas não se dispõe de dados simultâneos de chuva e vazão que permitiriam a determinação analítica do tempo de concentração. Assim, frequentemente utilizam-se formulações como estimativa para o tempo de concentração.

Porto (1995) também lembra que a maioria dessas formulações são empíricas e só valem para condições muito semelhantes às de sua determinação, sendo que sua adoção deve ser precedida de uma análise cuidadosa.

A seguir, são apresentadas algumas das formulações mais encontradas na literatura técnica em ordem cronológica. Uma breve recomendação de uso é feita para cada formulação.

5.3.1 BRANSBY WILLIAMS (1922)

O método foi proposto por Bransby Williams e tem sido utilizada em muitos países (PILGRIM; CORDEVY, 1992).

$$t_c = 3,477 \cdot \frac{L}{A^{0,1} \cdot S^{0,2}} \quad (41)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- L Comprimento do talveque (m);
- A Área (km²);
- S Declividade (m/km).

Recomendações: Bacia rural com área inferior a 250 km², superfície natural com pelo menos 1000 metros, coeficiente de escoamento superficial maior que 0,4.

5.3.2 KIRPICH (1940)

Desenvolvida pelo SCS a partir dos dados de sete bacias rurais do Tennessee (EUA) com canais bem definidos e declives íngremes (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). É a formulação mais utilizada.

$$t_c = 3,989 \cdot \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (42)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- L Comprimento do talveque (m);
- S Declividade (m/km).

Recomendações: Bacia rural com área máxima de 0,50 km² e declividade entre 3% e 10% (GENOVEZ, 2003; PORTO *et al.*, 2004). Tende a subestimar o valor do tempo de concentração quando o comprimento ultrapassa 10 km (PORTO *et al.*, 2004). Para escoamentos sobre superfícies de concreto ou asfalto multiplicar o tempo de concentração por 0,4; para canais de concreto multiplicar por 0,2 (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988).

5.3.3 CALIFORNIA CURVERTS PRACTICE (1942)

Baseada em estudos do Bridge Department of the California Highways (GENOVEZ, 1993). Desenvolvida para pequenas bacias montanhosas da Califórnia (EUA) (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988).

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385} \quad (43)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- L Comprimento do talveque (m);
- Δh Diferença de cotas (m).

Recomendações: Por se tratar de uma variação da fórmula de Kirpich, presumem-se as mesmas recomendações. Bacia rural com área máxima de 0,50 km² e declividade entre 3% e 10%. Tende a subestimar o valor do tempo de concentração quando o comprimento ultrapassa 10 km. Para escoamentos sobre superfícies de concreto ou asfalto multiplicar o tempo de concentração por 0,4; para

canais de concreto multiplicar por 0,2. Segundo o Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo, para bacia com área de drenagem superior a 1 km², o tempo de concentração pode ser corrigido multiplicando-o por 1,5 (FRANCO, 2004).

5.3.4 IZZARD (1946)

Desenvolvido em experimentos de laboratório pelo Bureau of Public Roads (EUA) para escoamentos em superfícies de estradas e terrenos gramados (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988).

A Tabela 20 apresenta alguns valores para o coeficiente de retardo.

$$t_c = 5260 \cdot \left(\frac{i}{3600} + c \right) \cdot \frac{L^{0,33}}{S^{0,333} \cdot i^{0,667}} \quad (44)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- i Intensidade da precipitação (mm/h);
- c Coeficiente de retardo;
- L Comprimento do talveque (m);
- S Declividade (m/km).

Tabela 20 - Coeficientes de retardo

Superfície	Coeficiente de retardo
Pavimento muito liso	0,0070
Pavimento de concreto	0,012
Gramado denso	0,06

Recomendações: Bacias muito pequenas nas quais o escoamento superficial prevaleça. O produto da intensidade da precipitação pelo comprimento do talveque não deve ultrapassar 4.

5.3.5 DOOGE (1956)

Foi proposta por Dooge com base nos dados de dez bacias rurais da Irlanda (PORTO *et al.*, 2004).

$$t_c = 21,88 \cdot \frac{A^{0,41}}{S^{0,17}} \quad (45)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- A Área (km²);
- S Declividade (m/km).

Recomendações: Seus parâmetros refletem o comportamento de bacias médias (com áreas na faixa de 140 a 930 km²) e escoamento predominante em canais (PORTO *et al.*, 2004).

5.3.6 KERBY (1959)

Desenvolvida para pequenas bacias hidrográficas onde o escoamento superficial é o componente mais importante.

$$t_c = 0,83 \cdot \left(\frac{L \cdot c}{S} \right)^{0,467} \quad (46)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- L Comprimento do talvegue (m);
- c Coeficiente de retardo (vide Tabela 20);
- S Declividade (m/km).

Recomendações: Bacia com curso de água menor que 365 m, declividade inferior a 1% e área menor que 0,04 km².

5.3.7 ONDA CINEMÁTICA (1965)

Baseado na teoria da onda cinemática, que considera a superfície do escoamento como canal de grande largura e comprimento variando entre 15 e 30 metros, esta formulação parte das hipóteses de escoamento turbulento e chuva de intensidade constante (FRANCO, 2004).

$$t_c = 447 \cdot \frac{(n \cdot L)^{0,6}}{i^{0,4} \cdot S^{0,3}} \quad (47)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- n Número de Manning;
- L Comprimento do talvegue (m);
- i Intensidade da precipitação (mm/h);
- S Declividade (m/km).

Recomendações: É adequada para bacias muito pequenas em que o escoamento de superfície seja predominante (PORTO *et al.*, 2004).

5.3.8 FEDERAL AVIATION AGENCY (1970)

Desenvolvida a partir dos dados de drenagem de campos de aviação pelo corpo de engenheiros do exército (EUA), este método foi planejado para uso em problemas de drenagem de campos de aviação, mas tem sido utilizado com frequência em escoamentos superficiais de bacias urbanas (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988).

$$t_c = 22,73 \cdot (1,1 - c) \cdot \frac{L^{0,5}}{S^{0,333}} \quad (48)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- c Coeficiente de retardo (vide Tabela 20);
- L Comprimento do talvegue (m);
- S Declividade (m/km).

Recomendações: Por se desenvolvida para drenagem de aeroportos, provavelmente é válida para os casos em que predominam o escoamento em superfície de pequenas bacias (PORTO *et al.*, 2004).

5.3.9 SCS - TEMPO DE RETARDO (1973)

Desenvolvida pelo SCS a partir de dados de bacias agrícolas, reflete fundamentalmente o escoamento em superfícies, superestimando o valor do tempo de concentração em comparação às formulações de Kirpich e Dooge (PORTO *et al.*, 2004).

$$t_c = 3,42 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7} \cdot \frac{L^{0,8}}{S^{0,5}} \quad (49)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- CN Número da curva do SCS;
- L Comprimento do talvegue (m);
- S Declividade (m/km).

Recomendação: Tem sido adaptada para pequenas bacias urbanas menores que 8 km², com bons resultados onde a área é completamente pavimentada, sendo que para áreas mistas tende a superestimar (GENOVEZ, 2003). Para aplicação em bacias urbanas o SCS sugere procedimentos para ajuste em função da área impermeabilizada e da parcela de canais que sofreram modificações (PORTO *et al.*, 2004).

5.3.10 SCS - MÉTODO CINEMÁTICO (1975)

Esta formulação baseia-se na divisão em trechos, de características hidráulicas semelhantes, do mais longo caminho a ser percorrido pela água dentro da bacia, até a sua passagem pela saída da bacia (GENOVEZ, 2003). Assim, o

tempo de concentração é o somatório dos tempos de trânsito dos diversos trechos que compõem o talvegue (PORTO *et al.*, 2004).

$$t_c = \frac{1}{3600} \cdot \sum \frac{L}{v} \quad (50)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
 L Comprimento do talvegue (m);
 v Velocidade (m/s).

Na parte superior da bacia, em que predomina o escoamento em superfícies ou em canais mal definidos, a velocidade pode ser determinada por meio da Tabela 21 que lista valores típicos das velocidades médias de escoamentos em função da superfície e da declividade longitudinal.

Tabela 21 – Velocidades médias do escoamento superficial (m/s)				
Descrição do curso d'água	Declividade (%)			
	0 – 3	4 – 7	8 – 11	12 –
Superfície				
Florestas	0 – 0,5	0,5 – 0,8	0,8 – 1,0	1,0 –
Pastos	0 – 0,8	0,8 – 1,1	1,1 – 1,3	1,3 –
Áreas cultivadas	0 – 0,9	0,9 – 1,4	1,4 – 1,7	1,7 –
Pavimentos	0 – 2,6	2,6 – 4,1	4,1 – 5,2	5,2 –
Canais				
Mal definidos	0 – 0,6	0,6 – 1,2	1,2 – 2,1	2,1 –
Bem definidos	Determinada pela equação de Manning: $v = \frac{R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n}$			
Texas Highway Department (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988)				

Recomendações: É a formulação que resulta no melhor valor de tempo de concentração, embora seja trabalhoso, deve-se utilizá-lo sempre que possível (PORTO, 1995). Normalmente utilizada quando se tem boas informações da bacia hidrográfica.

5.3.11 TSUCHIYA (1978)

Estabelece, junto com outros critérios, para projetos de bacias de retenção no Japão, fórmulas para determinação do tempo de concentração, baseado no estudo de 235 bacias com áreas de 0,10 a 20 ha:

Para áreas não urbanizadas:

$$t_c = 0,83 \cdot \frac{L}{S^{0,6}} \quad (51)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- L Comprimento do talvegue (m);
- S Declividade (m/km).

Para áreas urbanizadas:

$$t_c = 0,36 \cdot \frac{L}{S^{0,5}} \quad (52)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- L Comprimento do talvegue (m);
- S Declividade (m/km).

5.3.12 ARNELL (1989)

Com base em estudos desenvolvidos pelo Instituto de Pesquisas e Obras Públicas do Ministério da Construção do Japão, ARNELL (1989) cita a coleta de dados de escoamento de 23 bacias hidrográficas urbanas, contendo 14 rios, discretizados a cada 10 minutos, que foram comparados com outras bacias parcialmente urbanizadas ou ainda rurais, com áreas de drenagem de 0,2 a 50 km².

As bacias estudadas apresentaram variações da velocidade do escoamento em função, principalmente da urbanização. As equações de definição do tempo de concentração encontradas foram:

Para bacias naturais, com $0,50 \leq C \leq 0,70$:

$$t_c = 1,67 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,7} \quad (53)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- L Comprimento do talvegue (m);
- S Declividade (m/km).

Para bacias urbanas, com $0,7 \leq C \leq 0,9$:

$$t_c = 2,4 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,7} \quad (54)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
- L Comprimento do talvegue (m);
- S Declividade (m/km).

Estas expressões refletem, matematicamente, um comportamento já conhecido dos hidrólogos, de que a impermeabilização das bacias diminui consideravelmente o tempo de concentração. Estas expressões podem ser combinadas com a expressão que estima a variação temporal do coeficiente de escoamento superficial C em função da impermeabilização dos solos da bacia hidrográfica.

5.3.13 COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

O coeficiente de escoamento superficial depende de fatores tais como tipo de solo, declividade da bacia e uso da terra e condições de cobertura. No método racional utiliza-se um coeficiente C , que, multiplicado pela intensidade de precipitação de projeto, fornece o pico de cheia considerada por unidade de área. Portanto não se trata de uma relação de volumes escoados e precipitados, mas o

coeficiente de escoamento superficial, neste caso, está indicando a relação entre a máxima vazão escoada e a intensidade de precipitação.

C é variável de chuva para chuva, mas, se a precipitação e o escoamento forem considerados independentes, o valor de C permanece razoavelmente constante, para várias frequências, quando for definido como a relação entre o pico de certa frequência e a intensidade média da chuva de mesma frequência.

Horner estabeleceu uma fórmula para a determinação do coeficiente C .

$$C = 0,364 \cdot \log(t_c) + 0,0042 \cdot p_i - 0,145 \quad (55)$$

Onde:

- C Coeficiente de escoamento superficial;
 t_c Tempo de concentração (h);
 p_i Porção da área impermeável.

Tabela 22 - Valores de C baseados nas características gerais da bacia receptora

Superfície	Valores
Partes centrais, densamente construídas, com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 – 0,90
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,70
Zonas residenciais de construções cerradas, ruas pavimentadas	0,65
Zonas residenciais mediantemente habitadas	0,55 – 0,65
Zonas residenciais de arrabaldes, pequena densidade de habitação	0,35 – 0,55
Bairros com jardins e ruas macadamizadas	0,30
Superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte	0,10 – 0,20

Tabela 23 - Resumo dos Valores de C baseados nas características detalhadas da superfície.

Superfície	Valores
Telhados	0,70 – 0,95
Pavimentos	0,40 – 0,90
Vias macadamizadas	0,25 – 0,60
Vias de passeios apedregulhados	0,15 – 0,30
Superfícies não pavimentadas, quintais e lotes vazios	0,10 – 0,30
Parques, jardins, gramados	0,05 – 0,25

Tabela 24 – Valores do coeficiente C com base em superfícies

Superfície	Intervalo	Valor esperado
Pavimento		
Asfalto	0,70 – 0,95	0,83
Concreto	0,80 – 0,95	0,88
Calçada	0,75 – 0,85	0,80
Telhado	0,75 – 0,95	0,85
Cobertura: grama, arenoso		
plano (2%)	0,05 – 0,10	0,08
médio (2% a 7%)	0,10 – 0,15	0,13
alta (7%)	0,15 – 0,20	0,18
Grama, solo pesado		
plano (2%)	0,13 – 0,17	0,15
médio (2% a 7%)	0,18 – 0,22	0,20
alta (7%)	0,25 – 0,35	0,30

ASCE, 1969 apud BIDONE; TUCCI, 1995

Tabela 25 – Valores de C por tipo de ocupação

Descrição da área	C
Área comercial	
Central	0,70 – 0,90
Bairros	0,50 – 0,70
Área residencial	
Residências isoladas	0,35 – 0,50
Unidades múltiplas (separadas)	0,40 – 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 – 0,75
Lotes com > 2000 m ²	0,30 – 0,45
Áreas com apartamentos	0,50 – 0,70
Área industrial	
Indústrias leves	0,50 - 0,80
Indústrias pesadas	0,60 - 0,90
Outras áreas	
Parques e cemitérios	0,10 – 0,25
Playgrounds	0,20 – 0,35
Pátios ferroviários	0,20 – 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 – 0,30

ASCE, 1969 apud BIDONE; TUCCI, 1995

Tabela 26 – Valores de C adotados pela Prefeitura de São Paulo

Zonas	C
Edificação muito densa:	
Partes centrais, densamente construídas, de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas.	0,70 – 0,95
Edificação não muito densa	
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas.	0,60 – 0,70
Edificação com poucas superfícies livres	
Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,50 – 0,60
Edificação com muitas superfícies livres	
Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 -0,50
Subúrbios com alguma edificação	
Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 – 0,25
Matas, parques e campos de esporte	
Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 – 0,20

WILKEN, 1978

A adoção de um valor de C constante é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com cuidado. (PORTO, 1995)

Usualmente, o coeficiente de escoamento é determinado em função da ocupação do solo, que fornece os valores de C para períodos de retorno na ordem de cinco a dez anos.

Para períodos de retorno maiores, há necessidade de corrigir o valor de C , o que pode ser feito através da expressão:

$$C_T = 0,8 \cdot T^{0,1} \cdot C_{10} \quad (56)$$

Onde:

- C_T Coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno T ;
- T Período de retorno (anos);
- C_{10} Coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos.

Quando a bacia apresenta ocupação muito heterogênea, é recomendável calcular o valor de C para toda a bacia pela média ponderada dos diversos valores de C para cada ocupação específica;

$$C = \frac{1}{A} \cdot \sum C_i \cdot A_i \quad (57)$$

Onde:

- C Coeficiente médio de escoamento superficial;
 A Área de drenagem da bacia;
 C_i Coeficiente de escoamento superficial correspondente à ocupação i ;
 A_i Área da bacia correspondente à ocupação i ;

5.3.14 DNOS (1998)

Recomendada pelo antigo Departamento Nacional de Obras de Saneamento.

$$t_c = 10 \cdot \frac{A^{0,3} \cdot L^{0,2}}{K \cdot i^{0,4}} \quad (58)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração (h);
 A Área da bacia (km²);
 L Comprimento do talvegue (m);
 K Coeficiente (vide Tabela 27).
 i Intensidade da precipitação (mm/h).

Tabela 27 - Coeficientes K

CARACTERÍSTICA	K
Terreno areno - argiloso coberto de vegetação intensa, absorção elevada	2
Terreno argiloso coberto de vegetação, absorção média apreciável	3
Terreno argiloso coberto de vegetação, absorção média	4
Terreno com vegetação média, pouca absorção média	4,5
Terreno com rocha, vegetação escassa, absorção baixa	5
Terreno rochoso, vegetação rala, absorção reduzida	5,5

5.3.15 VARIAÇÃO COM A IMPERMEABILIZAÇÃO

De acordo com GUNDLACH (1976) apud FENDRICH (2002), que analisou as influências da impermeabilização dos solos de bacias hidrográficas sobre os

parâmetros do hidrograma unitário, reconstituindo 15 hidrogramas de enchente na cidade de Filadélfia – EUA, através de análise estatística, a variação do tempo de concentração em função da taxa de impermeabilização dos solos pode ser escrita como:

$$\frac{t_{cf}}{t_{ca}} = \left(\frac{1 + 0,3 \cdot A_{ia}}{1 + 0,3 \cdot A_{if}} \right)^{0,61} \quad (59)$$

Onde:

- t_{cf} Tempo de concentração futuro (h);
- t_{ca} Tempo de concentração atual (h);
- A_{ia} Taxa de impermeabilização atual (%);
- A_{if} Taxa de impermeabilização futura (%).

5.4 MODELOS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

O escoamento superficial considera toda a água que se desloca na superfície até encontrar uma calha definida. Quando a superfície é natural e possui uma cobertura vegetal, o escoamento na superfície sofre interferência desta cobertura e grande parte do escoamento acaba se infiltrando no solo. O escoamento em áreas urbanas é caracterizado pela mudança na direção de fluxos devido ao sistema viário e de esgotos pluviais, além de predominar superfícies impermeáveis que podem aumentar o fluxo superficial (Tucci, 1998).

Uma das formas de ocorrência de escoamento superficial se dá toda vez que a intensidade de chuva for superior a capacidade de infiltração do solo. Como a capacidade de infiltração é função da umidade do solo, que por sua vez varia no tempo de acordo com as entradas e saídas de água no solo, a curva de capacidade de infiltração real pode apresentar um desenho bastante sinuoso. A Figura 2.9 mostra a curva de capacidade de infiltração real de um solo dado certo padrão de chuva. Note que a área marcada representa a água que excedeu a capacidade de infiltração deste solo, resultando, portanto em escoamento superficial.

O escoamento superficial pode surgir também quando um solo saturado recebe um fluxo de água em sub-superfície maior do que sua capacidade de

transferir este fluxo também em sub-superfície. Desta forma, a água excedente emerge à superfície num processo denominado exfiltração.

Nem toda água que escoa superficialmente chega até um corpo d'água, podendo ficar retida em pequenas depressões ou segura por obstruções físicas. Esta água poderá então ser evaporada ou infiltrar no solo mesmo depois da chuva cessar.

5.4.1 CLARK

Este método transforma o hietograma de uma chuva excedente em um hidrograma de escoamento superficial direto, levando em conta somente o processo de translação. Os hidrogramas determinados dessa forma resultam em picos mais elevados que os verificados na bacia, porque não consideram o amortecimento devido ao armazenamento.

O método é baseado nos conceitos de isócronas e de histograma tempo-área. Isócronas são linhas imaginárias formadas pelos pontos da bacia que têm o mesmo tempo de trânsito até uma determinada seção de controle.

O volume escoado a cada intervalo de tempo é igual à área contribuinte multiplicada pela chuva excedente. A vazão média, no intervalo, é o volume escoado dividido pelo intervalo de tempo, ou seja, a área multiplicada pela intensidade da chuva excedente.

Figura 23 - Exemplo de isócronas de uma bacia hidrográfica

$$V_i = A_i \cdot H_{exc_i} \quad (60)$$

$$Q_i = A_i \cdot \frac{H_{exc_i}}{\Delta t} = A_i \cdot I_{exc_i} \quad (61)$$

Onde:

V_i Volume superficial gerado pela sub-área i ;

A_i Sub-área i ;

H_{exc_i} Altura de chuva excedente na sub-área i ;

Q_i Vazão gerada pela sub-área i ;

Δt Tempo entre as isócronas;

I_{exc_i} Intensidade da chuva excedente gerada pela sub-área i .

O hidrograma de escoamento superficial direto pode se obtido dessa forma para qualquer padrão de distribuição temporal de chuva excedente, o que torna o método particularmente adequado para bacias de tamanho médio, porque a referida distribuição influi, significativamente, na forma do hidrograma de tais bacias.

O hidrograma obtido somente com a curva tempo-área não leva em conta o efeito de armazenamento na bacia. Clark propôs que esse efeito fosse introduzido por um reservatório linear, situado na saída da bacia, cuja constante de armazenamento K estaria englobando todo o amortecimento.

Figura 24 - Reservatório linear de Clark

Nesse reservatório tem-se:

$$Q_2 = Q_1 + C \cdot (I_1 + I_2 - 2 \cdot Q_1)$$

$$C = \frac{\Delta t}{2 \cdot K + \Delta t}$$

$$V_2 - V_1 = K \cdot (Q_2 - Q_1) \quad (62)$$

$$V_2 - V_1 = \left(\frac{I_2 + I_1}{2} \right) \cdot \Delta t - \left(\frac{Q_2 + Q_1}{2} \right) \cdot \Delta t \quad (63)$$

$$Q_2 = Q_1 + C \cdot (I_2 + I_1 - 2 \cdot Q_1) \quad (64)$$

$$C = \frac{\Delta t}{2 \cdot K + \Delta t} \quad (65)$$

Onde:

- V_1, V_2 Volumes do reservatório linear em t e $t + 1$;
- K Constante de recessão;
- Q_1, Q_2 Vazões de saída do reservatório linear em t e $t + 1$;
- I_1, I_2 Vazões de entrada no reservatório linear em t e $t + 1$;
- Δt Tempo entre as isócronas;
- C Constante.

O hidrograma de Clark é obtido pelo trânsito do hidrograma sem amortecimento por um reservatório linear de constante de amortecimento K .

5.4.2 SANTA BARBARA (1975)

O método de Santa Bárbara (Strubchaer, 1975) é um método para a obtenção do hidrograma de cheia. Admite que o hidrograma de saída de uma bacia possa ser obtido através do trânsito de um hidrograma instantâneo de entrada, considerando-se um reservatório linear imaginário, cuja constante linear é o tempo de concentração da bacia hidrográfica.

O método admite que o hidrograma instantâneo de entrada seja representado pela chuva efetiva, multiplicado pela área da bacia e dividido pelo intervalo de tempo.

$$I'(t) = \frac{P_e(t) \cdot A}{\Delta t} \quad (66)$$

Onde:

- $I'(t)$ Hidrograma instantâneo em t (m^3/s);
- $P_e(t)$ Precipitação efetiva em t (mm);
- A Área da bacia (m^2);
- Δt Intervalo de tempo (s).

Admitindo-se que a constante de armazenamento do reservatório linear é igual ao tempo de concentração, tem-se:

$$t_c = \frac{\Delta V}{Q_2 - Q_1} \quad (67)$$

Onde:

- t_c Tempo de concentração da bacia (h);
 ΔV Variação de armazenamento na bacia (m³);
 Q_1, Q_2 Vazões de saída do reservatório em t e $t + 1$.

Aplicando-se a equação da continuidade ao reservatório em forma de diferenças, obtém-se:

$$\Delta V = t_c \cdot (Q_2 - Q_1) = \left(\frac{I_2 + I_1}{2} \right) \cdot \Delta t - \left(\frac{Q_2 + Q_1}{2} \right) \cdot \Delta t \quad (68)$$

$$K = \frac{\Delta t}{2 \cdot t_c + \Delta t}$$

$$Q_2 = Q_1 + K \cdot (I_2 + I_1 - 2 \cdot Q_1)$$

Onde:

- ΔV Variação de armazenamento na bacia (m³);
 t_c Tempo de concentração da bacia (h);
 Q_1, Q_2 Vazões de saída do reservatório em t e $t + 1$.
 I_1, I_2 Vazões de entrada no reservatório linear em t e $t + 1$;
 Δt Tempo entre as isócronas;
 K Constante de recessão.

A expressão permite o cálculo da vazão no instante t , uma vez conhecidos a vazão no instante anterior, o hidrograma de entrada $I(t)$ e o tempo de concentração da bacia t_c . Normalmente o intervalo de tempo Δt , é considerado igual, ou inferior a um quinto do tempo de concentração.

A diferença entre o método de Santa Bárbara e o método de Clark, está na translação, o método de Santa Bárbara considera a bacia hidrográfica com apenas uma isócrona, cujo intervalo de tempo é igual ao tempo de concentração. No método de Clark, a bacia hidrográfica é dividida em mais de uma isócrona, permitindo ao escoamento uma defasagem no tempo, em função da distância e do tempo de translação do escoamento ao exutório da bacia hidrográfica. Portanto o método de

Clark é mais representativo do comportamento do escoamento na bacia hidrográfica. Também a constante linear do reservatório equivalente difere, no caso do método de Santa Bárbara esta constante varia em função do tempo de concentração. No método de Clark, a constante depende da relação área comprimento do talvegue.

5.4.3 HIDROGRAMA TRIANGULAR DO SCS

5.4.3.1 HIDROGRAMA TRIANGULAR

A representação do hidrograma por meio de um triângulo permite a obtenção de uma série de relações, que constituem a base da maioria dos métodos de hidrogramas sintéticos.

A área do triângulo será o volume de escoamento superficial, a base será a duração desse escoamento e a altura a vazão de pico. Também é usual exprimir o valor do tempo de base em função do tempo de ascensão. O volume de escoamento superficial é o produto da área da bacia pela chuva excedente.

$$V_{ESD} = \frac{Q_p \cdot t_p}{2} \quad (69)$$

$$t_b = t_a + t_r = t_a + X \cdot t_a = (1 + X) \cdot t_a \quad (70)$$

$$V_{ESD} = A \cdot h_{exc} \quad (71)$$

$$C_p = \frac{2}{1 + X} \quad (72)$$

$$Q_p = C_p \cdot \frac{A}{t_a} \quad (73)$$

Onde:

V_{ESD}	Volume de escoamento superficial;
Q_p	Vazão de pico;
t_p	Tempo de ocorrência do pico;
t_b	Tempo de base;
t_a	Tempo de ascensão;
t_r	Tempo de recessão;
X	Constante;
A	Área da bacia;

h_{exc} Precipitação excedente;
 C_p Constante relacionada ao pico.

Para uma chuva unitária de 1 cm, área da bacia em km², tempo em horas, a expressão de Q_p em m³/s fica:

$$Q_p = 2,75 \cdot C_p \cdot \frac{A}{t_a} \quad (74)$$

Onde:

Q_p Vazão de pico (m³/s);
 A Área da bacia (km²);
 t_a Tempo de ascensão (h);
 C_p Constante relacionada ao pico.

O valor de C_p está relacionado com o valor de X e, portanto, com a relação entre t_b e t_a . Quanto maior o valor de X , maior será a duração do escoamento superficial t_b e mais abatido será o pico, ou seja, maior será o armazenamento da bacia.

5.4.3.2 HIDROGRAMA SINTÉTICO DO SCS

O hidrograma sintético do SCS, proposto no National Engineering Handbook, é um hidrograma adimensional resultante da análise de um grande número de bacias dos EUA.

Os principais parâmetros desse hidrograma são obtidos de um hidrograma triangular em que o parâmetro X é fixado em 5/3, resultando no valor de $C_p = 0,75$.

As expressões que definem a forma do triângulo são, portanto:

$$t_r = 0,6 \cdot t_c \quad (75)$$

$$t_a = \frac{d}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad (76)$$

$$X = \frac{5}{3} \rightarrow t_b = 2,67 \cdot t_a \quad (77)$$

$$Q_p = 2,78 \cdot 0,75 \cdot \frac{A}{t_a} = 2,08 \cdot \frac{A}{t_a} \quad (78)$$

Onde:

t_r	Tempo de recessão;
t_c	Tempo de concentração;
t_a	Tempo de ascensão;
d	Duração da precipitação;
X	Constante;
t_b	Tempo de base;
Q_p	Tempo de base;
A	Área da bacia.

5.5 SMAP (1981)

O modelo SMAP é um modelo determinístico de simulação hidrológica do tipo transformação chuva-vazão por Lopes, Braga e Conejo (1981).

O desenvolvimento do modelo baseou-se na experiência com a aplicação do modelo Stanford Watershed IV e modelo Mero em trabalhos realizados no DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo. Foi originalmente desenvolvido para intervalo de tempo diário e posteriormente apresentadas versões mensal e horária, adaptando-se algumas modificações em sua estrutura.

5.5.1 DIÁRIO

Em sua versão diária é constituído por 4 reservatórios matemáticos.

Figura 25 - Esquema de reservatórios do SMAP Diário

Suas variáveis de estado são atualizadas a cada dia da forma:

$$R_{solo_{i+1}} = R_{solo_i} + P - Es - Er - Rec \quad (79)$$

$$R_{sup_{i+1}} = R_{sup_i} + Es - Ed \quad (80)$$

$$R_{sub_{i+1}} = R_{sub_i} + Rec - Eb \quad (81)$$

Onde:

- Rsolo Reservatório do solo (zona aerada) (mm);
- Rsup Reservatório da superfície da bacia (mm);
- Rsub Reservatório subterrâneo (zona saturada) (mm);
- P Precipitação (mm);
- Es Escoamento superficial (mm);
- Ed Escoamento direto (mm);
- Er Evapotranspiração real (mm);
- Rec Recarga subterrânea (mm);
- Eb Escoamento básico (mm).

Inicialização:

$$R_{solo_1} = T_{uin} * Str \quad (82)$$

$$R_{sup_1} = 0 \quad (83)$$

$$R_{sub_1} = (E_{bin} / (1 - k_k)) / A_d * 86,4 \quad (84)$$

Onde:

- Tuin Teor de umidade inicial (%);

Ebin Vazão básica inicial (m³/s);

Ad Área de drenagem (km²).

É composto por 5 funções de transferência. A separação do escoamento superficial é baseada no método do SCS (Soil Conservation Service do USDA).

1) Se: $P > A_i$

então: $S = Str - R_{solo}$ e $Es = (P - A_i)^2 / (P - A_i + S)$

caso contrário: $Es = 0$

2) Se: $(P - Es) > E_p$

então: $Er = E_p$

caso contrário: $Er = (P - Es) + (E_p - (P - Es)) * Tu$

3) Se: $R_{solo} > (Capc * Str)$

então: $Rec = Crec * Tu * (R_{solo} - (Capc * Str))$

caso contrário: $Rec = 0$

4) $Ed = R_{sup} * (1 - K2)$

5) $Eb = R_{sub} * (1 - Kk)$

Onde:

$Tu = R_{solo} / Str$

$K2 = 0,5^{(1/K2t)}$

$Kk = 0,5^{(1/Kkt)}$

$K2t, Kkt$: expressos em dias em que a vazão cai pela metade de seu valor.

São 6 os parâmetros do modelo:

- Str Capacidade de saturação do solo (mm);
- K2t Constante de recessão do escoamento superficial (dia);
- Crec Parâmetro de recarga subterrânea (%);
- Ai Abstração inicial (mm);
- Capc Capacidade de campo (%);
- Kkt Constante de recessão do escoamento básico (dia).

O eventual transbordo do reservatório do solo é transformado em escoamento superficial.

Finalmente o cálculo da vazão é dado pela equação:

$$Q = (E_s + E_b) * A_d / 86,4 \quad (85)$$

Onde:

Q Vazão (m^3/s).

Os dados de entrada do modelo são os totais diários de chuva e o total diário médio do período de evaporação potencial (tanque classe A). Para calibração são necessários de 30 a 90 dias de dados de vazão média mensal, incluindo eventos de cheia.

Existem dois coeficientes de ajuste da chuva média da bacia P_{cof} e ajuste da evaporação média da bacia E_{cof} que devem ser calculados em função da distribuição espacial dos postos.

As faixas de variação desses parâmetros obtida na aplicação do modelo em bacias de variadas regiões brasileiras foram a seguinte:

- $100 < Str < 2000$
- $0,2 < K2t < 10$
- $0 < Crec < 20$

O parâmetro K_{kt} (constante de recessão do escoamento básico) não apresentou sensibilidade a várias funções objetivo utilizadas e deve ser ajustado manualmente após ter-se atingido um ajuste razoável dos 3 parâmetros. Este ajuste deve ser feito observando-se no hidrograma os trechos de recessão. Apresenta-se a seguir tabela que associa a constante de recessão ao tempo em dias em que a vazão básica cai a metade de seu valor (não considerando recarga nesse período):

Tabela 28 - Valores de coeficientes $K2t$

0,5 dia	$K2t = 0,2500$
1 dia	$K2t = 0,5000$
2 dias	$K2t = 0,7071$
3 dias	$K2t = 0,7937$
4 dias	$K2t = 0,8409$
5 dias	$K2t = 0,8706$

Tabela 29 - Valores de coeficientes Kkt

30 dias	Muito Rápido	$Kkt = 0,9772$
60 dias	Rápido	$Kkt = 0,9885$
90 dias	Médio	$Kkt = 0,9923$
120 dias	Lento	$Kkt = 0,9942$
180 dias	Muito Lento	$Kkt = 0,9962$

Os parâmetros Ai e $Capc$ podem ser obtidos através de características da cobertura vegetal e do tipo de solo:

Tabela 30 - Valores de abstração inicial

Campo	$Ai = 2,5mm$
Mata	$Ai = 3,7mm$
Floresta Densa	$Ai = 5,0mm$

Tabela 31 - Valores de capacidade de campo

Arenoso	$Capc = 30\%$
Misto	$Capc = 40\%$
Argiloso	$Capc = 50\%$

5.5.2 MENSAL

Em intervalo de tempo mensal há uma soma de eventos de chuva. O reservatório superficial é suprimido, pois o amortecimento desse reservatório ocorre em intervalos menores que o mês. O conceito de capacidade de campo utilizado no reservatório do solo também é suprimido.

O modelo SMAP, em sua versão mensal (Figura 26), é constituído por 2 reservatórios matemáticos.

Figura 26 - Esquema de reservatórios do SMAP Mensal

As variáveis de estado são atualizadas a cada mês da forma:

$$Rsolo_{i+1} = Rsolo_i + P - Es - Er - Rec \quad (86)$$

$$Rsub_{i+1} = Rsub_i + Rec - Eb \quad (87)$$

Onde:

- Rsolo Reservatório do solo (zona aerada) (mm);
- Rsub Reservatório subterrâneo (zona saturada) (mm);
- P Precipitação (mm);
- Es Escoamento superficial (mm);
- Er Evapotranspiração real (mm);
- Rec Recarga subterrânea (mm);
- Eb Escoamento básico (mm).

Inicialização:

$$Rsolo_1 = Tuin * Str \quad (88)$$

$$Rsub_1 = (Ebin / (1 - kk)) / Ad * 2630 \quad (89)$$

Onde:

- Tuin Teor de umidade inicial (%);
- Ebin Vazão básica inicial (m³/s);
- Ad Área de drenagem (km²).

É composto por 4 funções de transferência:

- 1) $E_s = Tu^{Pes} * P$
- 2) $E_r = Tu * E_p$
- 3) $Rec = Crec * Tu^4 * R_{solo}$
- 4) $E_b = (1 - Kk) * R_{sub}$

Onde:

$$Tu = R_{solo}/Str$$

$$Kk = 0,5^{(1/Kkt)}$$

Kkt : expresso em meses em que a vazão básica cai pela metade de seu valor.

São 4 os parâmetros do modelo:

- Str Capacidade de saturação do solo (mm);
- Pes Parâmetro de escoamento superficial;
- $Crec$ Parâmetro de recarga subterrânea (%);
- Kkt Constante de recessão do escoamento básico (mês).
-

O eventual transbordo do reservatório do solo é transformado em escoamento superficial.

O modelo contém ainda uma rotina de atualização previa do teor de umidade que a cada intervalo de tempo acrescenta uma parcela de chuva do mês, de forma a utilizar o teor de umidade médio do mês em questão. Essa rotina melhora sensivelmente os resultados, principalmente em regiões de grande variabilidade no regime pluviométrico.

Finalmente o cálculo da vazão é dado pela equação:

$$Q = (E_s + E_b) * Ad/2630 \quad (90)$$

Onde:

Q Vazão (m^3/s).

Os dados de entrada são a série mensal de chuva e as médias mensais multianuais de evaporação potencial (tanque classe A). Para calibração são necessários de 2 a 9 anos de dados de vazão media mensal.

Existem dois coeficientes de ajuste da chuva média da bacia P_{cof} e ajuste da evaporação média da bacia E_{cof} que devem ser calculados em função da distribuição espacial dos postos.

As faixas de variação desses parâmetros obtida na aplicação do modelo em bacias de variadas regiões brasileiras foram a seguinte:

- $400 < Str < 5000$
- $0,1 < Pes < 10$
- $0 < Crec < 70$

O parâmetro Kkt (constante de recessão do escoamento básico) não apresentou sensibilidade a varias funções objetivo utilizadas e deve ser ajustado manualmente após ter-se atingido um ajuste razoável dos 3 parâmetros. Este ajuste deve ser feito observando-se no hidrograma os trechos de recessão. Apresenta-se a seguir tabela que associa a constante de recessão ao tempo em dias em que a vazão básica cai a metade de seu valor (não considerando recarga nesse período):

Tabela 32 - Valores de coeficientes $K2t$

1 mês	$K2t = 0,5000$
2 meses	$K2t = 0,7071$
3 meses	$K2t = 0,7937$
4 meses	$K2t = 0,8409$
6 meses	$K2t = 0,8909$

5.5.3 HORÁRIO

Na versão horária (Figura 27) foi acrescentado um reservatório para representar o amortecimento dos canais de drenagem que passa a ser sensível nesse intervalo. É constituído por 4 reservatórios matemáticos.

Figura 27 - Esquema de reservatórios do SMAP Horário

As variáveis de estado são atualizadas a cada dia da forma:

$$R_{solo_{i+1}} = R_{solo_i} + P - Es - Er - Rec \quad (91)$$

$$R_{sup_{i+1}} = R_{sup_i} + Es - Ed \quad (92)$$

$$R_{sub_{i+1}} = R_{sub_i} + Rec - Eb \quad (93)$$

$$R_{c_{i+1}} = R_{c_i} + Ed - Ec \quad (94)$$

Onde:

- R_{solo} Reservatório do solo (zona aerada) (mm);
- R_{sup} Reservatório da superfície da bacia (mm);
- R_{sub} Reservatório subterrâneo (zona saturada) (mm);
- R_c Reservatório canal (amortecimento) (mm);
- P Precipitação (mm);
- Es Escoamento superficial (mm);
- Ed Escoamento direto (mm);
- Er Evapotranspiração real (mm);
- Rec Recarga subterrânea (mm);
- Eb Escoamento básico (mm).
- Ec Escoamento canal amortecido (mm).

Inicialização:

$$R_{solo_1} = T_{uin} * Str \quad (95)$$

$$R_{sup_1} = 0 \quad (96)$$

$$R_{sub1} = (E_{bin}/(1 - k_k))/A_d * 86,4 \quad (97)$$

$$R_{c1} = 0 \quad (98)$$

Onde:

Tu Teor de umidade inicial (%);

E_{bin} Vazão básica inicial (m³/s);

A_d Área de drenagem (km²).

É composto por 6 funções de transferência. A separação do escoamento superficial é baseada no método do SCS (Soil Conservation Service do USDA).

1) Se: $P > A_i$

então $S = Str - R_{solo}$; e $Es = (P - A_i)^2 / (P - A_i + S)$

caso contrário: $Es = 0$

2) Se: $(P - Es) > E_p$

então: $Er = E_p$

caso contrário: $Er = (P - Es) + (E_p - (P - Es)) * Tu$

3) Se: $R_{solo} > (Cap_c * Str)$

então: $Rec = Crec * Tu * (R_{solo} - (Cap_c * Str))$

caso contrário: $Rec = 0$

4) $Ed = R_{sup} * (1 - K_2)$

5) $E_b = R_{sub} * (1 - K_k)$

6) $E_c = R_c * (1 - K_t)$

Onde:

$$Tu = R_{solo}/Str$$

$$K_2 = 0,5^{(1/K_{2t})}$$

$$K_k = 0,5^{(1/K_{kt})}$$

$$K_t = 0,5^{(1/T_c)}$$

K_{2t} , K_{kt} : são expressos em horas em que a vazão cai pela metade de seu valor.

T_c : é expresso em horas em que toda bacia contribui para a vazão no exutório.

São 6 os parâmetros do modelo:

- Str Capacidade de saturação do solo (mm);
- $K2t$ Constante de recessão do escoamento superficial (hora);
- $Crec$ Parâmetro de recarga subterrânea (%);
- $Capc$ Capacidade de campo (%);
- Kkt Constante de recessão do escoamento básico (hora);
- Tc Tempo de concentração da bacia (hora).

O eventual transbordo do reservatório do solo é transformado em escoamento superficial.

Finalmente o cálculo da vazão é dado pela equação:

$$Q = (Es + Eb) * Ad/3,6 \quad (99)$$

Onde:

Q Vazão (m³/s).

Os dados de entrada do modelo são os totais diários de chuva e o total diário médio do período de evaporação potencial (tanque classe A). Para calibração são necessários de 36 a 90 horas de dados de vazão média horária, incluindo eventos de cheia.

Existem dois coeficientes de ajuste da chuva média da bacia $Pcof$ e ajuste da evaporação média da bacia $Ecof$ que devem ser calculados em função da distribuição espacial dos postos.

As faixas de variação desses parâmetros obtida na aplicação do modelo em bacias de variadas regiões brasileiras foram a seguinte:

- $100 < Str < 2000$
- $0,2 < K2t < 7$
- $0 < Crec < 20$

O parâmetro Kkt (constante de recessão do escoamento básico) não apresentou sensibilidade a varias funções objetivo utilizadas e deve ser ajustado manualmente após ter-se atingido um ajuste razoável dos 3 parâmetros. Este ajuste deve ser feito observando-se no hidrograma os trechos de recessão.

O Tc (tempo de concentração da bacia) pode ser estimado através da relação:

$$Tc = \sqrt{Ad}/2 \quad (100)$$

O parâmetro $Capc$ pode ser obtido através de características da cobertura vegetal e do tipo de solo:

Tabela 33 - Valores para a capacidade de campo

Arenoso	$Capc = 30\%$
Misto	$Capc = 40\%$
Argiloso	$Capc = 50\%$

5.6 MODELOS DE AMORTECIMENTO EM CANAL

5.6.1 MUSKINGUM

O amortecimento do modelo de Muskingum utiliza uma diferença finita simples para aproximar a equação da continuidade:

$$\left(\frac{I_{t-1} + I_t}{2} \right) - \left(\frac{O_{t-1} + O_t}{2} \right) = \left(\frac{S_t - S_{t-1}}{\Delta t} \right) \quad (101)$$

O método foi desenvolvido por McCarthy (1940) no rio Muskingum. Está baseado na equação de continuidade concentrada e numa função empírica que relaciona o armazenamento S com as vazões de entrada i e saída O do trecho de propagação:

$$\frac{ds}{dt} = I - O \quad (102)$$

$$S = K [X \cdot I + (1 - X) \cdot O] \quad (103)$$

Substituindo e discretizando resulta em:

$$O_2 = C_1 \cdot I_2 + C_2 \cdot I_1 + C_3 \cdot O_1 \quad (104)$$

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1 \quad (105)$$

Onde:

Q_1, Q_2 Vazões de saída do trecho de canal ao início e ao final do intervalo de tempo;

I_1, I_2 Vazões de entrada ao início e fim do intervalo de tempo;

K Parâmetro representativo do tempo de deslocamento da onda no trecho de propagação;

X Parâmetro que pondera a influencia das vazões de entrada e saída do trecho na função de armazenamento;

C_1, C_2, C_3 Coeficientes resultantes da discretização que dependem de K , X e t .

Figura 28 – Representação do modelo de amortecimento de Muskingum

Para utilizar esta opção é necessário estimar os parâmetros a partir de dados observados. A estimativa pode ser realizada na forma gráfica, por mínimos quadrados ou por otimização.

Para garantir a estabilidade numérica da solução, o parâmetro X deve ser menor ou igual a 0,5. Para que os coeficientes C_1, C_2, C_3 sejam maiores que zero, o intervalo de tempo de calculo Δt é limitado por:

$$2.K.X < \Delta t < 2.(1 - X).K \quad (106)$$

5.6.2 MUSKINGUM-CUNGE COM PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO

Cunge (1969) relacionou a difusão numérica produzida pelo método de Muskingum com o coeficiente de difusão hidráulica da equação de difusão

linearizada, ou seja, Cunge igualou a difusão numérica do método de Muskingum à difusão real, transformando, desta forma o modelo Muskingum num modelo de difusão (que, no entanto não tem capacidade para levar em conta efeitos de jusante).

Os parâmetros K e X para esse método podem ser estimados com base nas características físicas do trecho de propagação e com base na discretização, utilizando as seguintes equações:

$$X = 0,5 - \frac{q}{2 \cdot S_0 \cdot c \cdot \Delta x} \quad (107)$$

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad (108)$$

Onde:

- q Vazão específica por unidade de largura do canal;
- S_0 Declividade do fundo do canal;
- c Celeridade.

A celeridade da onda C é obtida pela expressão a seguir. Utilizando a equação de Manning (canais prismáticos) para calcular a vazão total Q, a celeridade pode ser estimada por:

$$C = \frac{1}{B} \cdot \frac{dQ}{dh} \quad (109)$$

$$C = \frac{5}{3} \cdot \frac{S_0^{0,3} \cdot q^{0,4}}{n^{0,6}} \quad (110)$$

Onde:

- B Largura do canal;
- n Coeficiente de rugosidade de Manning.

Jones (1981) demonstrou que a difusão numérica afeta a velocidade da onda ao mesmo tempo em que a atenua. Também analisou a solução numérica da equação de difusão, com base no esquema utilizado pelo método de Muskingum, definindo os erros envolvidos na discretização.

Com a definição da seção transversal com 8 pontos, sendo que os pontos 1 e 8 são as mais altas, 4 e 5 as mais baixas, 2 e 7 intermediárias superiores e finalmente 3 e 6 as intermediárias inferiores.

Figura 29 - Formato para descrever a geometria do canal com 8 pontos

5.7 MODELO DE AMORTECIMENTO EM RESERVATÓRIO

Reservatórios são obras hidráulicas destinadas a efetuar o represamento de um curso d'água, objetivando a utilização mais racionada dos recursos hídricos relativos a este. Assim, as barragens podem ser implantadas para cumprir diversos objetivos, como por exemplo, o aproveitamento energético, o controle de inundações, a captação de águas para irrigação ou abastecimento de d'água, a regularização de níveis para navegação fluvial, etc. Ainda, no quadro atual da demanda crescente dos recursos hídricos e tendo em vista a complexidade dos empreendimentos, muitas vezes as barragens devem atender a mais de um objetivo, sendo então designada como sendo uma “barragem de uso múltiplo”.

Um reservatório é uma obra complexa de Engenharia, envolvendo não apenas a profissionais da área de Hidráulica. Com efeito, além dos trabalhos ligados à Hidráulica e Hidrologia, tem-se ainda a intervenção de engenheiros ligados à topografia, geometria, estruturas, materiais, etc., dentro da Engenharia Civil. Eventualmente a participação de engenheiros eletricitista e mecânicos são

fundamentais, no tocante a definição dos equipamentos destinados à geração de energia elétrica, quando este for o objetivo do empreendimento. Finalmente, nas condições atuais de crescente conscientização das questões ambientais, a atuação de profissionais ligados ao meio ambiente é cada vez mais importante.

De forma geral, independente do seu objetivo, uma barragem constitui-se em um órgão integrante de um aproveitamento hidráulico, correspondendo essencialmente a um corpo ou barramento, que colocado transversalmente ao curso d'água, cumpre a função de retenção e a armazenamento das águas, de forma compatível com o objetivo do empreendimento, conforme visto anteriormente.

Se as barragens forem implantadas com objetivo de geração de energia elétrica ou abastecimento de água, por exemplos, as águas armazenadas poderão ser captadas, através de uma tomada d'água, e conduzidas até o sistema de geração de energia ou tratamento e distribuição de água. Por outro lado, se o objetivo limitar-se à reservação temporária para controle de cheias, por exemplo, esta captação não será efetuada, sendo a função da barragem limitada ao armazenamento temporário das águas.

Eventualmente poderão ocorrer afluentes à barragem superiores às aquelas compatíveis com a capacidade de reservação. Neste caso as águas excedentes deverão ser evacuadas de forma não causar danos à estrutura. Implanta-se então um vertedouro, destinado a efetuar o deságue adequando, sendo que, eventualmente, torna-se necessária a implantação de uma estrutura de dissipação de energia, posicionada a jusante do vertedouro.

Em uma barragem podem ser identificados os seguintes níveis principais de operação e os seguintes volumes característicos, que podem ser visualizados:

- Nível máximo operativo normal;
- Nível máximo operativo normal;
- Nível médio, situado entre o N_{Amim} e o N_{Amxm} ;
- Nível máximo maximorum, correspondente ao funcionamento nas condições de cheia de projeto;
- Borda livre, altura entre N_{Anm} e o topo da obra.
- Volume útil: volume entre o N_{Amin} e o N_{Amxm} ;
- Volume morto: volume abaixo do N_{Amin} .

Uma onda de cheia ao transitar por um reservatório sofre um efeito de amortecimento, ou seja, o volume do reservatório ao reter parte da vazão afluente

faz com que a vazão da saída seja menor que a vazão de entrada, sendo também defasada em relação à vazão de entrada. Para o cálculo do amortecimento de onda de cheia em reservatório utiliza-se a equação da continuidade:

Figura 30 - Níveis e volumes nas barragens.

5.7.1 BALANÇO DE VOLUME

O método modificado de Puls é um dos métodos mais utilizados para amortecimento em reservatório.

O modelo envolve a aplicação da equação da continuidade para uma estrutura de armazenamento na qual o volume armazenado para uma geometria particular é dependente apenas da vazão descarregada.

Com referência à Figura 31 a equação da continuidade pode ser representada em média em cada passo de tempo Δt :

$$\frac{QI_2 + QI_1}{2} = \frac{QO_2 + QO_1}{2} + \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (111)$$

Onde:

- QI Série de vazões afluentes (m^3/s);
- QO Série de vazões efluentes (m^3/s);
- S Volume armazenado (m^3);
- Δt Variação de tempo (s);

1,2 subscritos correspondendo aos tempos de t e $t + \Delta t$, respectivamente.

Figura 31 - Elemento tempo-espaço para amortecimento em reservatório

A equação anterior pode ser expandida da seguinte forma para produzir uma solução indireta para a vazão efluente QO :

$$QI_2 + QI_1 = \left(\frac{2 * S_2}{\Delta t} + QO_2 \right) - \left(\frac{2 * S_1}{\Delta t} + QO_1 \right) + 2 * QO_1 \quad (112)$$

$$f(QO) = \frac{2 * S}{\Delta t} + QO \quad (113)$$

$$f(QO_2) = f(QO_1) + QI_1 + QI_2 - 2 * QO_1 \quad (114)$$

A aplicação da equação acima pode ser é ilustrada graficamente na Figura 32. Começando com um valor inicial conhecido de $QO_1 = QI_1$ o valor correspondente de $f(QO_1)$ é encontrado por interpolação. O hidrograma afluente $QI(t)$ fornece uma condição de contorno a montante a partir do qual QI_2 pode ser encontrado. Em seguida um valor é calculado para $f(QO_2)$ e, finalmente por interpolação ao contrário QO_2 é calculado e o processo continua para outros incrementos de tempo.

Figura 32 - Gráfico ilustrativo da equação

5.7.2 VERTEDORES

Um tipo de vertedor pode ser representado pela seguinte equação genérica:

$$Q = \mu \cdot L \cdot H \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (115)$$

Onde:

- Q Vazão (m³/s);
- μ Coeficiente de descarga;
- H Lâmina d'água (m);
- g Aceleração da gravidade (m/s²);
- L Largura (m³/s).

A construção das estruturas de reservação, as barragens, pressupõe o controle de cursos d'água. Estes, por sua própria natureza, apresentam variações significativas das vazões, tornando necessário, em diversas situações, permitir a passagem da água excedente para jusante. Assim, implantam-se os vertedouros, que são as estruturas hidráulicas destinadas a efetuar a descarga das águas excedentes dos reservatórios sem ocasionar danos à barragem ou às outras estruturas hidráulicas adjacentes.

O tipo e a localização dos vertedouros podem variar significativamente, conforme as condições geotécnicas e topográficas locais e o arranjo geral da obra.

Essencialmente os vertedouros constituem-se de uma tomada de água associada a uma soleira, sendo que a água coletada dirige-se em seguida, a uma estrutura de descarga, sendo que a jusante desta implanta-se geralmente um dissipador de energia.

Os vertedouros podem ser classificados segundo diversos critérios diferentes, tais como localização, materiais constituintes, condições de operação, etc. O tipo vertedouros é a função do seu objetivo, da concepção da barragem, se for o caso, das vazões de projeto e das condições geológicas e topográficas da área do projeto.

Quanto à natureza da parede, os vertedouros podem ser classificados como de soleira delgada, se a espessura da parede for inferior a $2/3$ da carga hidráulica H , e a soleira espessa em caso contrário.

Os vertedouros normalmente são usados nas barragens também são de soleira espessa, porém sua forma busca acompanhar o perfil da linha d'água. Segundo sua localização, os vertedouros podem ser implantados no próprio corpo da barragem ou de forma totalmente independente desta. O primeiro caso corresponde em geral às barragens de concreto, tendo em vista que nas barragens em terra ou enrocamento os vertedouros não deverão ser construídos diretamente sobre seu corpo, face à possibilidade de recalques, com seus efeitos à estrutura. Neste caso, pode-se executar uma parte da obra em concreto, chegando-se a uma barragem mista, sendo que na parte em concreto implanta-se o vertedouro. A outra opção que se apresenta é a execução do vertedouro de forma totalmente independente da barragem, através da execução de um canal, tubulação ou túnel.

Figura 33 - Vertedor tipo creager.

Figura 34 -Vertedor tipo soleira espessa

Figura 35 - Vertedor retangular de parede espessa

Figura 36 - Vertedor triangular de parede delgada.

Figura 37 - Vertedor retangular de parede delgada.

Figura 38 - Vertedor trapezoidal de parede delgada.

Figura 39 - Vertedor de parede delgada retangular com saída lateral simples.

Figura 40 - Vertedor de parede delgada retangular com saída lateral em canal.

5.7.3 MODELO DE RESERVATÓRIO LATERAL

O vertedor lateral é uma estrutura hidráulica que permite o desvio da parcela do hidrograma afluente cujas vazões estão acima de uma magnitude pré-estabelecida. Consequentemente, esta estrutura permite manter, para uma determinada frequência, NA abaixo de uma cota pré-estabelecida.

Usualmente a modelagem matemática e computacional desta estrutura é simplificada de forma a considerar que as afluições superiores a um valor pré-estabelecido sejam totalmente desviadas pelo vertedor lateral, independentemente das suas características geométricas. Assim, esta modelagem dificulta o dimensionamento da estrutura e resulta em imprecisões para as análises do sistema de macrodrenagem a jusante deste local.

Por outro lado, a modelagem matemática detalhada resulta em equações complexas que dificultam sua implantação em programas computacionais ou a utilização através de planilhas eletrônicas.

Figura 41 – Estrutura de reservatório / canal lateral.

O seu equacionamento está sendo desenvolvido para se adequar às generalidades encontradas nos diversos piscinões conhecidos.

5.8 TOPOLOGIA

A necessidade de representar o caminhamento do fluxo de água através das estruturas físicas hidráulicas ao longo de redes complexas encontrou na teoria dos grafos uma solução perfeitamente aplicável: Rede de Fluxo.

A rede de fluxo é um conjunto de pontos chamados de nós, conectados através de arcos ou links, os quais têm uma direção definida:

Cada elemento da topologia, por sua vez, utiliza modelos hidrológicos e hidráulicos simulando o seu funcionamento físico.

Esta teoria representa nos nós os elementos pontuais (pontos de controle e reservatórios) com modelagem pontual (conservação de massa) e nos arcos os elementos de modificação (transporte e/ou criação de massa).

Fazem parte da topologia os seguintes elementos: postos pluviométricos, pontos de controle, reservatórios, transferências e bacias hidrográficas.

Figura 42 - Exemplo esquemático de bacias hidrográficas em cascata

Os nós representam o início e/ou fim de cada sub-bacia e os arcos a própria sub-bacia e seu trecho de rio.

Figura 43 - Exemplo esquemático de bacias hidrográficas em cascata com a rede de fluxo

Na existência de reservatórios, este estará representado à montante ou à jusante do arco que representa a bacia hidrográfica.

Com base nestas informações através de um algoritmo de busca em árvore, torna-se possível a geração de toda a rede de fluxo.

Em cada bacia será possível a inclusão de um reservatório, podendo estar à jusante da bacia e, portanto amortecendo a o hidrograma resultante no final da

bacia. Ou à montante, assim este reservatório irá amortecer a somatória de todos os hidrogramas resultantes das bacias de montante à esta, antes de realizar o amortecimento em canal da bacia atual e somar com a contribuição desta.

5.8.1 PONTOS DE CONTROLE

Alguns pontos ao longo dos rios são significativos, ou seja, têm uma importância maior em relação aos outros por apresentar uma singularidade, podendo ser a cabeceira de uma sub-bacia hidrográfica, uma seção de medição de vazão, a confluência com algum afluente ou efluente ou até uma captação ou lançamento.

5.8.2 RESERVATÓRIOS

Os reservatórios ou represas são de maneira geral uma estrutura capaz de armazenar um grande volume de água, podendo ter diversas funções como regularização, amortecimento de cheias, entre outras.

5.8.3 TRANSFERÊNCIAS

A transposição da água de um local para outro através de bombeamento ou gravidade por tubulações, túneis ou canais faz parte da dinâmica de um sistema hídrico.

5.8.4 BACIAS HIDROGRÁFICAS

A bacia ou sub-bacia hidrográfica representa a área física espacial onde acontece o aporte da precipitação e o amortecimento em seu canal das vazões provenientes da bacia ou sub-bacia hidrográfica de montante, quando houver. É o principal elemento de geração de água do sistema.

Com base nestas informações através de um algoritmo de busca em árvore, torna-se possível a geração de toda a rede de fluxo.

Em cada bacia será possível a inclusão de um reservatório, podendo estar à jusante da bacia e, portanto amortecendo a o hidrograma resultante no final da bacia. Ou à montante, assim este reservatório irá amortecer a somatória de todos os hidrogramas resultantes das bacias de montante à esta, antes de realizar o amortecimento em canal da bacia atual e somar com a contribuição desta.

5.9 SIMULAÇÃO CONJUNTA DOS MODELOS

A simulação dos modelos é o conjunto das simulações de cada um dos elementos da rede numa ordem que a água flui de montante para jusante até o fim da rede. Além disso, existem as inter-relações entre os elementos.

Figura 44 - Fluxograma das Inter-relações dos Elementos e Modelos

O primeiro passo é calcular nos Postos Pluviométricos as séries de precipitação e evapotranspiração (a partir das médias mensais) e gerar as precipitações e evapotranspiração média para cada Bacia Hidrográfica. Em seguida parte dos Pontos de Controles de cabeceira e, através do balanço de massa, vai transportando as vazões para jusante pelas Bacias Hidrográficas ou Transferências.

As Transferências transportam as vazões utilizando o balanço de massa de um Ponto de Controle ou Reservatório para outro Ponto de controle ou Reservatório, limitado pela disponibilidade destas vazões a montante.

As Bacias Hidrográficas que recebem estas vazões de montante realizam o seu amortecimento em canal e somam a contribuição do escoamento superficial resultante da transformação da chuva média em vazão gerando a vazão jusante final. Esta vazão é transportada para o Posto de Controle ou Reservatório a jusante.

Os Reservatórios, diferentes dos Pontos de Controle, modificam as vazões que passam por ele pelo efeito de amortecimento. Assim sendo os Reservatórios recebem as vazões de montante das Bacias Hidrográficas e/ou Transferências, aplicam o amortecimento pelo balanço de massa e transferem as vazões jusantes para outras Bacias Hidrográficas. As Transferências originadas nos Reservatórios tiram as vazões do lago de montante e não de jusante.

6 PLASH

A plataforma tem como objetivo integrar dados resultantes de monitoramento aos modelos hidrológicos. O modelo hidrológico permite a determinação dos hidrogramas em diversas sub-bacia hidrográfica e assim dar suporte para o gerenciamento.

Existem diversos modelos que simulam as distintas partes do ciclo hidrológico, cada qual com diferentes complexidades e limitações, e através do relacionamento entre os modelos é possível representar de forma satisfatória toda a complexidade dos fenômenos participantes do ciclo hidrológico.

A modelagem de transformação de chuva em vazão é aquela que procura uma interpretação empírica e/ou física dos processos que representam o comportamento dos componentes do ciclo hidrológico na bacia por meio de elementos conceituais interconectados, cada um representando a resposta de um subsistema particular do processo.

6.1 MODELO

O modelo PLASH está esquematizado na Figura 45. Ele foi baseado na versão horária do SMAP com a inserção de um reservatório de retenção em depressões para a área impermeável, um reservatório de interceptação para a área permeável, um reservatório de retenção em depressões para a área permeável, além do método de infiltração por Green-Ampt.

O passo de tempo pode ser variável, tendo como referência a hora. Os dados de entrada são a precipitação e a evaporação potencial, além dos parâmetros do modelo.

K_{can}	Constante de recessão do escoamento do canal (h);
CH	Condutividade hidráulica saturada (mm/h);
FS	Fator de sucção capilar do solo (mm);
PS	Porosidade do solo (cm ³ /cm ³);
UI	Umidade inicial (cm ³ /cm ³);

Os dados de entrada:

$$P_t = P_{obs_t} \quad (116)$$

$$EP_t = EP_{obs_t} \quad (117)$$

A inicialização dos reservatórios:

$$R_{imp_0} = 0 \quad (118)$$

$$R_{int_0} = 0 \quad (119)$$

$$R_{sup_0} = 0 \quad (120)$$

$$R_{sol_0} = UI \cdot CS \quad (121)$$

$$R_{sub_0} = \frac{VB}{(1 - k_{sub})} \cdot \frac{3,6}{AD} \quad (122)$$

$$R_{can_0} = 0 \quad (123)$$

Os cálculos auxiliares:

$$k_{sup} = \left(0,5^{\frac{1}{K_{sup}}} \right)^{\Delta t} \quad (124)$$

$$k_{sub} = \left(0,5^{\frac{1}{24 \cdot K_{sub}}} \right)^{\Delta t} \quad (125)$$

$$k_{can} = \left(0,5^{\frac{1}{K_{can}}} \right)^{\Delta t} \quad (126)$$

$$pp = PP \cdot \frac{\Delta t}{24} \quad (127)$$

Área Impermeável Não Conectada - Reservatório Superficial:

$$ER_{imp_t} = \min(R_{imp_{t-1}} + P_t; EP_t) \quad (128)$$

$$ES_{imp_t} = \max(R_{imp_{t-1}} + P_t - ER_{imp_t} - D_I; 0) \quad (129)$$

$$R_{imp_t} = R_{imp_{t-1}} + P_t - ER_{imp_t} - ES_{imp_t} \quad (130)$$

Área Permeável - Reservatório de Interceptação:

$$ER_{int_t} = \min(R_{int_{t-1}} + P_t; EP_t) \quad (131)$$

$$ES_{int_t} = \max(R_{int_{t-1}} + P_t - ER_{int_t} - I_P; 0) \quad (132)$$

$$R_{int_t} = R_{int_{t-1}} + P_t - ER_{int_t} - ES_{int_t} \quad (133)$$

Área Permeável - Reservatório de Superfície

$$EE_{sup_t} = ES_{imp_t} \cdot \frac{A_I}{A_P} + ES_{int_t} \quad (134)$$

$$EP_{sup_t} = EP_t - ER_{int_t} \quad (135)$$

$$ER_{sup_t} = \min(R_{sup_{t-1}} + EE_{sup_t}; EP_{sup_t}) \quad (136)$$

I_t = Cálculo da Infiltração

$$ES_{sup_t} = \max(R_{sup_{t-1}} + EE_{sup_t} - ER_{sup_t} - I_t - D_P; 0) \cdot (1 - k_{sup}) \quad (137)$$

$$R_{sup_t} = R_{sup_{t-1}} + EE_{sup_t} - ER_{sup_t} - I_t - ES_{sup_t} \quad (138)$$

Área Permeável - Infiltração:

$$S_t^2 = 2 \cdot CH \cdot (PS - UI) \cdot (FS + R_{sup_{t-1}} + EE_{sup_t} - ER_{sup_t}) \quad (139)$$

$$i_t = \frac{S_t^2}{2 \cdot IA_{t-1}} + CH \quad (140)$$

$$i_{t+1} = \frac{S_t^2}{2 \cdot (IA_{t-1} + P_t)} + CH \quad (141)$$

$$IAE_t = \begin{cases} i_t \leq \frac{(EE_{sup_t} - ER_{sup_t})}{\Delta t} \Rightarrow IAE_{t-1} \\ i_{t+1} \leq \frac{(EE_{sup_t} - ER_{sup_t})}{\Delta t} \Rightarrow \frac{S_t^2}{2 \cdot \left[\frac{(EE_{sup_t} - ER_{sup_t})}{\Delta t} - CH \right]} \end{cases} \quad (142)$$

$$TP_t = \begin{cases} i_t \leq \frac{(EE_{sup_t} - ER_{sup_t})}{\Delta t} \Rightarrow 0 \\ i_{t+1} \leq \frac{(EE_{sup_t} - ER_{sup_t})}{\Delta t} \Rightarrow \frac{IAE_t - IAE_{t-1}}{\frac{(EE_{sup_t} - ER_{sup_t})}{\Delta t}} \end{cases} \quad (143)$$

$$IAE_t^* = \frac{2 \cdot CH \cdot IAP_t}{S_t^2} \quad (144)$$

$$TP_t^* = \frac{2 \cdot CH^2 \cdot (\Delta t - TP_t)}{S_t^2} \quad (145)$$

$$\sigma = \sqrt{2 \cdot [TP_t^* + IAE_t^* - \ln(1 + IAE_t^*)]} \quad (146)$$

$$W_{-1} \approx \frac{\sigma^2/2 + \ln[1 + \sigma^2/2 + \sigma \cdot (1 + \sigma/6)^{-1}]}{[1 + \sigma^2/2 + \sigma \cdot (1 + \sigma/6)^{-1}]^{-1} - 1} \quad (147)$$

$$IA_t = \begin{cases} i_{t+1} > \frac{(EE_{sup_t} - ER_{sup_t})}{\Delta t} \Rightarrow IAE_{t-1} + EE_{sup_t} - ER_{sup_t} \\ i_{t+1} \leq \frac{(EE_{sup_t} - ER_{sup_t})}{\Delta t} \Rightarrow \frac{S_t^2 \cdot (-1 - W_{-1})}{2 \cdot CH} \end{cases} \quad (148)$$

$$I_t = IA_t - IAE_{t-1} \quad (149)$$

Área Permeável - Reservatório de Solo:

$$EE_{sol_t} = I_t \quad (150)$$

$$EP_{sol_t} = EP_{sup_t} - ER_{sup_t} \quad (151)$$

$$ER_{sol_t} = EP_{sol_t} \cdot \frac{R_{sol_{t-1}}}{CS} \quad (152)$$

$$ES_{sol_t} = \max(R_{sol_{t-1}} - CC \cdot CS; 0) \cdot \left(CR \cdot \frac{R_{sol_{t-1}}}{CS} \right) \quad (153)$$

$$R_{sol_t} = R_{sol_{t-1}} + EE_{sol_t} - ER_{sol_t} - ES_{sol_t} \quad (154)$$

Área Permeável - Reservatório do Aquífero:

$$EE_{sub_t} = ES_{sol_t} \cdot A_p \quad (155)$$

$$PP_{sub_t} = \min(R_{sub_{t-1}} + EE_{sub_t}; pp) \quad (156)$$

$$ES_{sub_t} = (R_{sub_{t-1}} + EE_{sub_t} - PP_{sub_t}) \cdot (1 - k_{sub}) \quad (157)$$

$$R_{sub_t} = R_{sub_{t-1}} + EE_{sub_t} - PP_{sub_t} - ES_{sub_t} \quad (158)$$

Canal – Reservatório de Amortecimento:

$$EE_{can_t} = P_t + ES_{sup_t} \cdot \frac{A_p}{1 - A_p - A_l} \quad (159)$$

$$ER_{can_t} = \min(R_{can_{t-1}} + EE_{can_t}; EP_t) \quad (160)$$

$$ES_{can_t} = \max(R_{can_{t-1}} + EE_{can_t} - ER_{can_t}; 0) \cdot (1 - k_{can}) \quad (161)$$

$$R_{can_t} = R_{can_{t-1}} + EE_{can_t} - ER_{can_t} - ES_{can_t} \quad (162)$$

Vazão resultante:

$$Q_t = Q_{sub_t} + Q_{can_t} = \frac{AD}{3,6 \cdot \Delta t} \cdot [ES_{sub_t} + ES_{can_t} \cdot (1 - A_p - A_l)] \quad (163)$$

6.2 INTERFACE EM PLANILHA ELETRÔNICA

A interface do PLASH em planilha eletrônica foi desenvolvida no Microsoft Excel 2010 sem a utilização de macros.

Figura 46 - Tela principal do PLASH em planilha eletrônica

As configurações do modelo chuva-vazão, bem como a influência dos postos pluviométricos são determinadas na guia “Configuração” que reúne todos os parâmetros de simulação:

PLASH - Cabuçu de Baixo.xlsx - Microsoft Excel																							
ArquivoPágina InicialInserirLayout da PáginaFórmulasDadosRevisãoExibiçãoDesenvolvedorLoad TestSólvolver FoundationTeam																							
Calibri11AaBbCcDdEeFfGgHhIiJjKkLlMmNnOoPpQqRrSsTtUuVvWwXxYyZz[]!@#%&'()*+,-./:;{}~ _`~"																							

Figura 47 - Tela de caracterização das bacias no PLASH

Os dados históricos e as previsões para os postos pluviométricos são informados através da guia “Simulação”. Estes dados serão utilizados para a simulação e previsão do modelo:

Figura 48 - Tela com resultados compilados da simulação

Como resultado o modelo gera um hidrograma para cada sub-bacia que poderão ser consultados através de planilhas e gráficos:

Figura 49 - Tela individual das sub-bacias

Os resultados são visualizados individualmente.

Figura 50 – Tela com gráficos da simulação

6.3 PLASH EM UM SISTEMA DE PREVISÃO E ALERTA

O Sistema de Suporte a Decisão (SSD) tem como finalidade englobar um grande número de variáveis inter-relacionadas, nas quais envolvem grande quantidade de dados necessários ao conhecimento do problema. Os modelos transformam estes dados em conhecimento que, por sua vez, embasam as ações necessárias para resolução dos problemas a serem enfrentados para a tomada de decisão. No caso específico das inundações, os problemas são dinâmicos e envolvem questões relacionadas ao comportamento da chuva (distribuição espacial e temporal), às características da transformação da chuva em vazão, à existência de estruturas de controle de inundações, às características operacionais das estruturas hidráulicas e à disponibilidade e qualidade de dados para previsão de chuvas e inundações.

Figura 51 - PLASH no Contexto de um Sistema de Suporte a Decisões

A elaboração destes módulos envolve conhecimentos especializados e experiência que, no Brasil, somente se encontram em entidades voltadas a pesquisa e ao desenvolvimento tecnológico.

Em geral as ferramentas utilizadas para análise de processos hidrológicos críticos lidam com grande número de variáveis que guardam entre si complexas relações. No caso das inundações esta complexidade é devida a ocorrência aleatória dos eventos de precipitação, a existência de medidas de estruturas de controle de inundações, de reservatórios de armazenamento de água, à dinâmica do fluxo e à característica da ocupação do solo das bacias contribuintes.

A interação entre estes fatores atribuem um elevado nível de complexidade e incerteza à análise do problema de inundações e requerem o desenvolvimento de ferramentas tecnológicas que considerem não só as especificidades de cada bacia, mas também o funcionamento integrado de todas as variáveis envolvidas.

Figura 52 – Sistema de previsão de vazões utilizando o PLASH

7 CONCLUSÕES

A importância do conhecimento que o ser humano acumulou no passado é decisiva para os passos futuros.

Todos os anos, nos meses chuvosos, assistimos às tragédias afligindo toda a população urbana. São dezenas de mortos pelas enchentes ou por suas consequências, centenas de cidades em estado de calamidade pública, milhares de pessoas que perderam suas casas, milhões de reais perdidos.

Tudo isso por causa das enchentes que só são lembradas quando estão por vir ou aconteceram. As enchentes não podem ser evitadas, pois é um fenômeno natural, entretanto as suas consequências sim.

O autor deseja contribuir com a melhoria das análises e simulações de alternativas capazes que minimizar os impactos das cheias. Mas isso não basta, pois esta é apenas uma ferramenta que, como qualquer outra, deve ser utilizada por quem sabe e de forma correta.

O PLASH, mais do que o um modelo hidrológico, é uma Plataforma de Suporte Hidrológico de aplicação genérica com especial atenção às facilidades de uso, de formulação da topologia, da utilização das bases cartográficas existentes e apresentação dos resultados.

Os resultados fornecidos pela plataforma de análise e simulação hidrológica são:

- Hietogramas em cada bacia;
- Hidrogramas em cada bacia:
 - Níveis dos reservatórios:
 - Intercepção;
 - Detenção;
 - Armazenamento;
 - Amortecimento.
 - Escoamentos:
 - Superficial;
 - Básico;
 - Em canal.
- Hidrogramas e níveis nos reservatórios:

- Em série;
- Ou em paralelo.

O PLASH pode ser utilizado em 2 modos:

- Previsão e alerta: uma vez calibrado o modelo, é possível realizar a previsão de vazões a partir da previsão de chuva e em função das vazões e/ou níveis ser utilizado como alerta em tempo real;
- Simulação de cenários:
 - Análise de redes existentes;
 - Análise e avaliação de tormentas de projetos;
 - Análise de consequências nas vazões devido a assoreamentos;
 - Análise de novas obras e seus impactos em toda a rede.

Como recomendações para o futuro do PLASH estão:

- Integrar para trabalhar em outros ambientes de programação;
- Espacialização automática da chuva pelo método de Thiessen;
- Aquisição automática das previsões de chuva realizadas pelo CPTEC/INPE;
- Calibração automática dos parâmetros do modelo de transformação chuva-vazão utilizando Algoritmos Genéticos.

REFERÊNCIAS

- ANA. Superintendência de informações hidrológicas. **Glossário de termos hidrológicos – versão 1.1**. Brasília: 2001. CD-ROM.
- ANA. Superintendência de informações hidrológicas. **Glossário de termos hidrológicos – versão 2.0.1**. Brasília: 2002. Disponível em: < [http://www.ana.gov.br/gestaoRecHidricos / TecnologiaCapacitacao / docs / Glossário / Instalar / GHT.EXE](http://www.ana.gov.br/gestaoRecHidricos/TecnologiaCapacitacao/docs/Glossario/Instalar/GHT.EXE)>. Acesso em: 13 jan. 2007.
- BERTONI, J. C; TUCCI, C. E. M. Precipitação. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004. Cap. 5, p. 177-241.
- BIDONE, F. R. A.; TUCCI, C. E. M. Microdrenagem. In: TUCCI, C. E. M. (Org.); PORTO, R. L. L. (Org.); BARROS, M. T. (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH: 1995. Cap. 3, p. 77-105. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).
- BUCHIANERI, V. C. **Geração de série histórica de vazão por meio do modelo SMAP**: Subsídio para o plano de manejo da bacia do Rio Grande de Ubatuba. 2004. 124 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz da Universidade de São Paulo. Piracicaba: 2004. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/11/11150/tde-14072004-165104/publico/viviane.pdf>>. Acesso em: 27 jul. 2006.
- CIRILO, J. A. *et al.* **Hidráulica aplicada**. 2ª ed. Porto Alegre: ABRH, 2003. 621 p. (Coleção ABRH de Recursos hídricos).
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied hydrology**. Estados Unidos da América: McGraw-Hill, 1988. 572 p.
- CLARKE, R. T. Hidrologia estatística. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004. Cap. 17, p. 659-702.
- DAEE. **Alguns aspectos da simulação matemática em hidrologia**: exemplos práticos. São Paulo: 1973. 94 p. Boletim técnico 2.
- DAEE. **Stanford watershed model IV**: Um modelo de simulação hidrológica. São Paulo: 1975. 128 p. Boletim técnico 7.
- DAEE; CETESB. **Drenagem urbana**: Manual de projeto. 2ª ed. São Paulo: 1980. 468p.
- DAEE. **Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas**. São Paulo: CTP, 2005. 128 p. CD-ROM.

EIGER, S. **Modelos matemáticos de simulação de propagação de ondas de enchente**. 228 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo: 1981.

ESCOLA POLITÉCNICA. Divisão de biblioteca. **Diretrizes para apresentação de dissertações e teses**. 3ª ed. São Paulo: 2006. 105 p. Disponível em: <<http://www.poli.usp.br/Bibliotecas/PublicacoesOnLine/diretrizes3.pdf>>. Acesso em: 15 set. 2006.

FILL, H. D. Informações hidrológicas. In: BARTH, F. T. *et al.* **Modelos para gerenciamento de recursos hídricos**. São Paulo: Nobel/ABRH, 1987. Cap. 2, p. 95-210. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

FRANCO, E. J. **Dimensionamento de bacias de retenção das águas pluviais com base no método racional**. 143 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná. Curitiba: 2004. Disponível em: <<http://dspace.c3sl.ufpr.br/dspace/bitstream/1884/2136/1/Dimensionamento+de+Bacias+de+Retencao.pdf>>. Acesso em: 20 jul. 2006.

GENOVEZ, A. M. **Métodos de estimativa de vazões de enchentes para pequenas bacias**. 1ª ed. Campinas: UNICAMP, 1993. 96 p. EC 016 - Vazão de projeto em pequenas bacias.

GENOVEZ, A. M. Vazões máximas. In: PAIVA, J. B. D. (Org.); PAIVA, E. M. C. D. (Org.). **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Porto Alegre: ABRH, 2003. Cap. 3, p. 32-112.

GOLDENFUM, J. A. Pequenas bacias hidrológicas: conceitos básicos. In: PAIVA, J. B. D. (Org.); PAIVA, E. M. C. D. (Org.). **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Porto Alegre: ABRH, 2003. Cap. 1, p. 3-13.

HASTED METHODS; DURRANS, S. R. **Stormwater conveyance modeling and design**. 1ª ed. Connecticut, USA: Haestad Press, 2003. 688 p.

HASTED METHODS *et al.* **Floodplain modeling using HEC-RAS**. 1ª ed. Connecticut, USA: Haestad Press, 2003. 696 p.

HERMANN, R. M.; JESUS, R. M. R.; PORTO, R. L. L. Simulação digital em hidrologia – o modelo DRENG – P21A. In: DAEE. **Boletim técnico**. São Paulo: 1979. v. 2, n. 2, p. 104-135.

LANNA, A. E. Elementos de estatística e probabilidades. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004. Cap. 4, p. 79-176.

LIMA, W. P. **Manejo de microbacias hidrográficas**. Piracicaba: ESALQ/USP, 2001. 314 p. Apostila de pós-graduação sobre Manejo de Microbacias Hidrográficas. Disponível em <<http://lcf.esalq.usp.br/lhf/>>. Acesso em: 03 jan. 2007.

LOS ANGELES COUNTY DEPARTMENT OF PUBLIC WORKS. Water resources division. **Hydrology manual**. California, USA: 2006. 160 p. Disponível em: <[http://ladpw.org / wrd / Publication / engineering / 2006_Hydrology_Manual / 2006%20Hydrology%20Manual-Divided.pdf](http://ladpw.org/wrd/Publication/engineering/2006_Hydrology_Manual/2006%20Hydrology%20Manual-Divided.pdf)>. Acesso em: 20 jul. 2006.

MAIDMENT, D. R. Hydrology. In: MAIDMENT, D. R. (Ed.) **Handbook of hydrology**. New York: McGraw-Hill, 1993. Cap. 1.

MARCELLINI, S. S. **Análise de critérios para a determinação das tormentas de projeto e sua influência nos hidrogramas em pequenas bacias hidrográficas**. 182 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994. Disponível em: < <http://143.107.96.240/labsid/down.aspx?idTeseDis=21>>. Acesso em: 20 jul. 2006.

MARTINS, J. R. S. Obras de macrodrenagem. In: TUCCI, C. E. M. (Org.); PORTO, R. L. L. (Org.); BARROS, M. T. (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1995. Cap. 5, p. 167-240. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

MENDIONDO, E. M. **Tormenta de projeto**. São Carlos: EESC/USP, 2004. 4 p. SHS 403 - Hidrologia e recursos hídricos. Disponível em: <<http://www.shs.eesc.usp.br/graduacao/disciplinas/shs403/download/tormenta-de-projeto.pdf>>. Acesso em: 20 jul. 2006.

OLIVEIRA, C. P. M. et al. **Sistema de apoio para determinação de vazões de projeto em bacias complexas com base em precipitações máximas**. Porto Alegre: ABRH, 2005. 20 p. XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. CD-ROM.

PEDRAZZI, J. A. **Hidrologia aplicada**. Sorocaba: FACENS, 2005. 88 p. Apostila do curso de graduação. Disponível em: < www.ctio.noao.edu/ftp/pub/leiton/MAMC/LIBROS/FACENS%20-%20Hidrologia.pdf>. Acesso em: 25 out. 2006.

PILGRIM, D. H.; CORDEVY, I. Flood Runoff. In: MAIDMENT, D. R. **Handbook of hydrology**. New York: McGraw-Hill, 1992. Cap. 9, p. 9.1-9.42.

PORTO, R. L. L. **Alguns aspectos da simulação matemática em hidrologia**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 1973.

PORTO, R. L. L. Escoamento superficial direto. In: TUCCI, C. E. M. (Org.); PORTO, R. L. L. (Org.); BARROS, M. T. (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1995. Cap. 4, p. 107-165. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

PORTO, R. L. L. et al. Drenagem urbana. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004. Cap. 21, p. 805-847.

RENNÓ, C. D.; SOARES, J. V. **Modelos hidrológicos para gestão ambiental**. São José dos Campos: INPE, 2000. 65 p. (Relatório técnico parcial). Disponível em: <[http://www.dpi.inpe.br / geopro / modelagem / relatorio_modelos_hidrologicos.pdf](http://www.dpi.inpe.br/geopro/modelagem/relatorio_modelos_hidrologicos.pdf)>. Acesso em: 25 out. 2006.

SETZER, J.; PORTO, R. L. L. Tentativa de avaliação do escoamento superficial de acordo com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo. In: DAEE. **Boletim técnico**. São Paulo: 1979. v. 2, n. 2, p. 82-103.

SILVA, R. A. P. **Sistema de suporte à tomada de decisões em gerenciamento de cheias**. 253 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

SILVEIRA, A. L. L. Ciclo hidrológico e bacia hidrográfica. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004. Cap. 2, p. 35-51.

SILVEIRA, A. L. L.; LOUZADA, J. A.; BELTRAME, L. F. Infiltração e armazenamento no solo. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004. Cap. 9, p. 335-372.

SINGH, V. P.; WOOLHISER, D. A. Mathematical modeling of watershed hydrology. **Journal of hydrologic engineering**, v. 7, n. 4, p. 270, 2002. Disponível em: <http://www.eng.usf.edu/~argangul/Math_Model_Watershed.pdf>. Acesso em: 10 ago. 2006.

TUCCI, C. E. M. Modelos determinísticos. In: BARTH, F. T. *et al.* **Modelos para gerenciamento de recursos hídricos**. São Paulo: Nobel/ABRH, 1987. Cap. 3, p. 211-324. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

TUCCI, C. E. M. Inundações urbanas. In: TUCCI, C. E. M. (Org.); PORTO, R. L. L. (Org.); BARROS, M. T. (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1995. Cap. 1, p. 15-36. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

TUCCI, C. E. M.; GENZ, F. Controle do impacto da urbanização. In: TUCCI, C. E. M. (Org.); PORTO, R. L. L. (Org.); BARROS, M. T. (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1995. Cap. 7, p. 277-347. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

TUCCI, C. E. M. Hidrologia: Ciência e aplicação. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004a. Cap. 1, p. 25-33.

TUCCI, C. E. M. Escoamento superficial. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004b. Cap. 11, p. 391-441.

TUCCI, C. E. M. Escoamento em rios e reservatórios. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004c. Cap. 12, p. 443-483.

TUCCI, C. E. M. Vazão máxima e hidrograma de projeto. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004d. Cap. 14, p. 527-572.

TUCCI, C. E. M. Controle de enchentes. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e aplicação**. 3ª ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2004e. Cap. 16, p. 621-658.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. 2ª ed. Porto Alegre: UFRGS, 2005. 678p.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydrologic modeling system HEC-HMS**: Technical reference manual. Davis: HEC/USACE, 2000. 155 p. Disponível em: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/CPD-74B_2000Mar.pdf>. Acesso em: 20 jul. 2006.

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE. **Urban hydrology for small watersheds**: TR-55. 2ª ed. Washington: 1986. 164 p. Disponível em: <ftp://ftp.wcc.nrcs.usda.gov/downloads/hydrology_hydraulics/tr55/tr55.pdf>. Acesso em: 10 jul. 2006.

VILLANUEVA, A. *et al.* **IPHS1**: Manual de fundamentos (versão preliminar). Rio Grande: 2004. 42 p. Disponível em: <http://www.fisica.furg.br/IPHS1/Manual%20de%20Fundamentos/Manual_Fundamentos_IPHS1.zip>. Acesso em: 20 jul. 2006.

WANIELISTA, M. P.; YOUSEF, Y. A. **Stormwater management**. New York: John Wiley & Sons, 1993. 579 p.

ZAHED FILHO, K. **Algumas metodologias para o dimensionamento e operação de reservatórios**. 258 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo: 1984.

ZAHED FILHO, K.; MARCELLINI, S. S. Precipitações máximas. In: TUCCI, C. E. M. (Org.); PORTO, R. L. L. (Org.); BARROS, M. T. (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1995. Cap. 2, p. 37-76. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

ANEXO A - BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

Abbott, M. B., Bathurst, J. C., Cunge, J. A., O'Connell, P. E., and Rasmussen, J. (1986a). **An introduction to the European Hydrologic System-Systeme Hydrologique Europeen, SHE, 1:** History and philosophy of a physically-based, distributed modeling system. *J. Hydrol.*, 87, 45–59.

Abbott, M. B., Bathurst, J. C., Cunge, J. A., O'Connell, P. E., and Rasmussen, J. (1986b). **An introduction to the European Hydrologic System-Systeme Hydrologique Europeen, SHE, 2:** Structure of a physically-based, distributed modeling system. *J. Hydrol.*, 87, 61–77.

Barnes, B. S. (1940). **Discussion on analysis of runoff characteristics by O. H. Meyer.** *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 105, 104–106.

Bathurst, J. C., Wicks, J. M., and O'Connell, P. E. (1995). **Chapter 16: The SHE/SHESED basin scale water flow and sediment transport modeling system.** *Computer models of watershed hydrology*, V. P. Singh, ed., Water Resources Publications, Littleton, Colo. 563–594.

Beven, K. J., and Kirkby, M. J. (1979). **A physically-based variable contributing area model of basin hydrology.** *Hydrol. Sci. Bull.*, 24(1), 43–69.

Bureau of Reclamation. (1991). **Inventory of Hydrologic Models**, U.S. Dept. of the Interior, Denver.

Burnash, R. J. C., Ferral, R. L., and McGuire, R. A. (1973a). **A generalized streamflow simulation system—conceptual modeling for digital computers.** Rep., U.S. Dept. of Commerce, National Weather Service, Silver Springs, Md., and State of California, Dept. of Water Resources, Sacramento, Calif.

Burton, J. S., ed. (1993). **Proc., federal interagency workshop on hydrologic modeling demands for the 90's.** USGS Water Resources Investigations Rep. No. 93-4018, Denver.

Crawford, N. H., and Linsley, R. K. (1966). **Digital simulation in hydrology: Stanford Watershed Model IV.** Tech. Rep. No. 39, Stanford Univ., Palo Alto, Calif.

Cummings, N. W. (1935). **Evaporation from water surfaces: Status of present knowledge and need for further investigations.** *Trans., Am. Geophys. Union*, 16(2), 507–510.

Dawdy, D. R., and O'Donnell, T. (1965). **Mathematical models of catchment behavior.** *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 91(HY4), 123–127.

Dooge, J. C. I. (1959). **A general theory of the unit hydrograph.** *J. Geophys. Res.*, 64(2), 241–256.

Fair, G. M., and Hatch, L. P. (1933). **Fundamental factors governing the streamline flow of water through sand.** J. Am. Water Works Assoc., 25, 1551–1565.

Green, W. H., and Ampt, C. A. (1911). **Studies on soil physics: 1. Flow of water and air through soils.** J. Agric. Sci., 4, 1–24.

Hewlett, J. D. (1961a). **Some ideas about storm runoff and base flow.** Southeast Forest Experiment Station Annual Rep., USDA Forest Service, Athens, Ga., 62–66.

Hewlett, J. D. (1961b). **Soil moisture as a source of base flow from steep mountain watersheds.** Southeast Forest Experimental Station Paper No. 132, USDA Forest Service, Athens, Ga.

Hoover, M. D., and Hursh, C. R. (1943). **Influence of topography and soil-depth on runoff from forest land.** Trans., Am. Geophys. Union, 24, 693–697.

Horton, R. E. (1919). **Rainfall interception.** Monthly Weather Rev., 147, 603–623.

Horton, R. E. (1933). **The role of infiltration in the hydrologic cycle.** Trans., Am. Geophys. Union, 145, 446–460.

Horton, R. E. (1935). **Surface runoff phenomena, Part 1—Analysis of hydrograph.** Horton Hydrology Laboratory Publication No. 101, Voorheesville, N.Y.

Horton, R. E. (1939). **Analysis of runoff plot experiments with varying infiltration capacities.** Trans., Am. Geophys. Union, 20(IV), 683–694.

Horton, R. E. (1940). **An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity.** Soil Sci. Soc. Am. Proc., 5, 399–417.

Horton, R. E. (1945). **Erosional development of streams and their drainage basins: Hydrophysical approach to quantitative geomorphology.** Bull. Geol. Soc. Am., 56, 275–370.

Hursh, C. R. (1936). **Storm water and absorption.** Trans., Am. Geophys. Union, 17(II), 301–302.

Hursh, C. R., and Brater, E. F. (1944). **Separating hydrographs into surface- and subsurface-flow.** Trans., Am. Geophys. Union, 25, 863–867.

Hursh, C. R. (1944). **Appendix B – Report of the subcommittee on subsurface flow.** Trans., Am. Geophys. Union, 25, 743–746.

Hydrologic Engineering Center (HEC). (1968). **HEC-1 flood hydrograph package, user's manual.** U.S. Army Corps of Engineers, Davis, Calif.

Imbeau, M. E. (1892). **La Durance: Regime, crues et inundations.** Ann. Ponts Chaussees, Mem. Doc., Ser., 3(I), 5–18 (in French).

Izzard, C. F. (1944). **The surface profile of overland flow.** Trans., Am. Geophys. Union, 25(VI), 959–968.

Jacob, C. E. (1943). **Correlation of groundwater levels and precipitation on Long Island, New York: 1. Theory.** Trans., Am. Geophys. Union, 24, 564–573.

Jacob, C. E. (1944). **Correlation of groundwater levels and precipitation on Long Island, New York: 2. Correlation of data.** Trans., Am. Geophys. Union, 24, 321–386.

Kavvas, M. L., *et al.* (1998). **A regional scale land surface parameterization based on areally-averaged hydrological conservation equation.** Hydrol. Sci. J., 43(4), 611–631

Keulegan, G. H. (1944). **Spatially variable discharge over a sloping plane.** Trans., Am. Geophys. Union, 25(VI), 959–965.

Kostiakov, A. M. (1932). **On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils and of the necessity of studying it from a dynamic point of view for purposes of amelioration.** Trans. 6th Communic., Int. Soil Science Society, Part 1, 17–29.

Leavesley, G. H., Lichty, R. W., Troutman, B. M., and Saindon, L. G. (1983). **Precipitation-runoff modeling system user's manual.** USGS Water Resources Investigations Rep. No. 83-4238, Denver.

Lighthill, M. J., and Whitham, G. B. (1955). **On kinematic waves: 1. Flood movement in long rivers.** Proc. R. Soc. London, Ser. A, 229, 281–316.

Lowdermilk, W. C. (1934). **Forests and streamflow: A discussion of Hoyt-Trozell report.** J. Forestry, 21, 296–307.

Metcalf and Eddy, Inc., Univ. of Florida, and Water Resources Engineers, Inc. (1971). **Storm water management model, Vol. 1—Final report.** EPA Rep. No. 11024DOC07/71 (NITS PB-203289), EPA, Washington, D.C.

Morris, E. M. (1980). **Forecasting flood flows in grassy and forested basins using a deterministic distributed mathematical model.** IAHS Publication No. 129 (Hydrological Forecasting), International Association of Hydrological Sciences, Wallingford, U.K., 247–255.

Mulvany, T. J. (1850). **On the use of self-registering rain and flood gauges.** Proc. Inst. Civ. Eng., 4(2), 1–8.

Nash, J. E. (1957). **The form of the instantaneous unit hydrograph.** Hydrol. Sci. Bull., 3, 114–121.

Nielsen, D. R., Kirkham, D., and van Wijk, W. K. (1959). **Measuring water stored temporarily above the field moisture capacity.** Soil Sci. Soc. Am. Proc., 23, 408–412.

Penman, H. L. (1948). **Natural evaporation from open water, bare soil and grass.** Proc. R. Soc. London, Ser. A, 193, 120–145.

Puls, L. G., (1928). **Flood regulation of the Tennessee River.** Proc., 70th Congress, 1st Session, H. D. 185, Part 2, Appendix B.

Remson, I., Randolph, J. R., and Barksdale, H. C. (1960). **The zone of aeration and ground water recharge in sandy sediments at Seabrook, New Jersey.** Soil Sci., 89, 145–156.

Research Note, **National Research Center for Disaster Prevention**, No. 11, Kyoto, Japan, 1–64.

Richardson, B. (1931). **Evaporation as a function of insolation.** Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 95, 996–1011.

Rockwood, D. M. (1982). **Theory and practice of the SSARR model as related to analyzing and forecasting the response of hydrologic systems.** Applied modeling in catchment hydrology, V. P. Singh, ed., Water Resources Publications, Littleton, Colo., 87–106.

Roessel, B. W. P. (1950). **Hydrologic problems concerning the runoff in headwater regions.** Trans., Am. Geophys. Union, 31, 431–442.

Sherman, L. K. (1932). **Stream flow from rainfall by the unit graph method.** Eng. News-Rec., 108, 501–505.

Singh, V. P. (1995a). **Chapter 1: Watershed modeling.** Computer models of watershed hydrology, V. P. Singh, ed., Water Resources Publications, Littleton, Colo., 1–22.

Singh, V. P. ed. (1995b). **Computer models of watershed hydrology,** Water Resources Publications, Littleton, Colo.

Soil Conservation Service (SCS). (1956). **Supplement A, Section 4, Chapter 10, Hydrology.** National engineering handbook, USDA, Washington, D.C.

Sugawara, M. (1967). **The flood forecasting by a series storage type model.** Int. Symposium Floods and their Computation, International Association of Hydrologic Sciences, 1–6.

Sugawara, M., *et al.* (1974). **Tank model and its application to Bird Creek, Wollombi Brook, Bikin River, Kitsu River, Sanga River and Nam Mune.**

Theis, C. V. (1935). **The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage.** Trans., Am. Geophys. Union, 16, 519–524.

Thornthwaite, C. W. (1948). **An approach toward a rational classification of climate.** Geogr. Rev., 38, 55–94.

U.S. Army Corps of Engineers. (1936). **Method of flow routing.** Rep. On Survey for Flood Control, Connecticut River Valley, Providence, R. I., Vol. 1, Section 1, Appendix.

U.S. Bureau of Reclamation. (1949). **Chapter 6.10: Flood routing.** Part. 6, Water Studies, Part 6: Flood hydrology, Washington, D.C., Vol. IV.

USGS. (1998). Proc., **1st Federal Interagency Hydrologic Modeling Conf.**, Subcommittee on Hydrology, Interagency Advisory Committee on Water, Reston, Va.

Wurbs, R. A. (1998). **Dissemination of generalized water resources models in the United States.** Water Int., 23, 190–198.