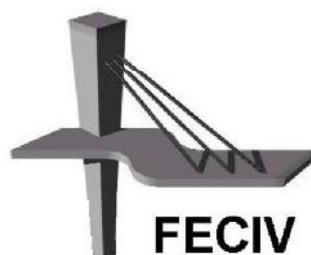


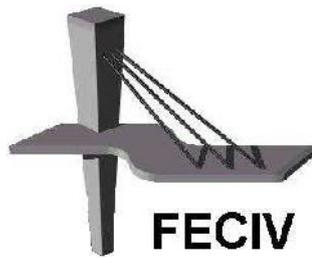
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DE
RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO NA BACIA SÃO
PEDRO E MODELAGEM HIDRODINÂMICA DA
AVENIDA RONDON PACHECO**

LAILA ATYNA ALVES VERGÜTZ



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Laila Atyna Alves Vergütz

**ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE
DETENÇÃO NA BACIA SÃO PEDRO E MODELAGEM
HIDRODINÂMICA DA AVENIDA GOVERNADOR RONDON
PACHECO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira

Uberlândia, maio de 2016.



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC

ATA Nº: 161/2016

CANDIDATO: Laila Atyna Alves Vergütz

Nº. Matrícula: 11412ECV006

ORIENTADOR: Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira

TÍTULO: "Análise da implantação de reservatórios de detenção na Bacia São Pedro e modelagem hidrodinâmica da Avenida Rondon Pacheco"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Engenharia Urbana, Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

LINHA DE PESQUISA: Recursos Hídricos e Saneamento

PROJETO DE PESQUISA: Infraestrutura Urbana

DATA DA DEFESA: 20 de maio de 2016

LOCAL: Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y.

HORÁRIO INÍCIO/TÉRMINO: 14h30min. / 17h30min.

Reuniu-se na **Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y - Campus Santa Mônica** da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do PPGEC, assim composta: Professores Doutores: **Marcio Augusto Reolon Schmidt – FECIV/UFU; Ademir Paceli Barbassa – CCET/UFSCAR e Carlos Eugênio Pereira** orientador da candidata. Ressalta-se que o **Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa – CCET/UFSCAR** participou da defesa por meio de vídeo conferência desde a cidade de São Carlos (SP) e os demais membros da banca e o aluno participaram in loco.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa **Carlos Eugênio Pereira** apresentou a Comissão Examinadora e concedeu ao discente a palavra para a exposição do trabalho. A seguir, o senhor presidente concedeu a palavra aos examinadores, que passaram a arguir a candidata. Ultimada a arguição, a Banca, em sessão secreta, atribuiu os conceitos finais. Em face do resultado obtido, a Banca Examinadora considerou a candidata aprovada. Esta defesa de Dissertação de Mestrado Acadêmico é parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre. O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU. Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos e foi lavrada a presente ata que após lida e aprovada foi assinada pela Banca Examinadora.

Professor Orientador: **Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa – CCET/UFSCAR**

Membro interno: **Prof. Dr. Marcio Augusto Reolon Schmidt – FECIV/UFU**

Uberlândia, 20 de maio de 2016.

"Sabedoria é entender, que se algo brilha em você, é **Jesus**, não talento."

David Majollo.



"Felicidade é o único bem que se multiplica ao ser dividido."

Marxwell Maltz.



"A historia é uma série de ideias ruins que estamos melhorando."

Tony Stark, Avengers.

A GRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por escrever uma história tão linda para minha vida. Por inúmeras vezes me mostrar quão bondoso e justo é conosco.

Agradeço também a meu marido, Thômas Vergütz, por ser uma pessoa maravilhosa, me auxiliando nas minhas dificuldades e incentivando minhas qualidades. Você foi parte fundamental desta pesquisa.

Aos meus pais, que sempre trabalharam e se esforçaram para poder dar o melhor aos filhos. E acima de tudo, por serem pessoas dignas e justas, esse exemplo foi fundamental para minha formação. Aos meus irmãos, em especial Juliano Josceli Alves, o qual abdicou de muita coisa para que eu pudesse estudar. E ao Ítalo Henrique Alves, sempre me incentivando e aconselhando.

Ao meu professor e orientador, Carlos Eugênio Pereira, que soube entender minhas dificuldades e contratempos e mesmo assim, sempre que precisei ajudou-me com seus conselhos e toda paciência. Agradeço imensamente ao Professor Dr. Marcio Augusto Reolon Schmidt pelas contribuições que agregaram muito valor ao trabalho.

Inúmeras foram as pessoas que contribuíram para esse trabalho, como Anna Clara Melo Grzybowski, por dedicar parte do seu tempo fazendo correções necessárias e pertinentes ao trabalho. Melissa Mariana Ferreira da Silva, por conselhos e incentivos. Carina Gonçalves de Paula, por ser uma amiga exemplar e serena. Ao Josildo e Eleusa, colaboradores da UFU, por ajudar com dados da pesquisa. Ao Professor Dr. Nishiyama, pela prestatividade e a todos aqueles que, de uma forma ou de outra, contribuíram para essa pesquisa.

Obrigada.

VERGÜTZ, L. A. A. Análise da implantação de reservatórios de detenção na bacia São Pedro e modelagem hidrodinâmica da Avenida Governador Rondon Pacheco. 103 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2016.

RESUMO

Devido ao avanço da ocupação urbana, e com conseqüente impermeabilização dos solos, ocorre um aumento do escoamento superficial, provocando assim inundações mais frequentes do que as que existiam quando a superfície era permeável. A cidade de Uberlândia/MG vem sofrendo com episódios de inundações significativas. O local onde ocorrem essas inundações é na Avenida Governador Rondon Pacheco, cuja bacia apresenta elevada urbanização. O presente trabalho teve por objetivo avaliar a bacia do córrego São Pedro, em Uberlândia/MG, e propor reservatórios de detenção, determinados com auxílio do HEC-HMS, de forma a minimizar os efeitos causados nessa região. A modelagem hidrodinâmica unidirecional, através do software HEC-RAS, possibilitou resultados das alturas das lâminas de água na avenida considerando os cenários de pré-urbanização, atual e com a inserção dos reservatórios propostos nesta pesquisa. Os resultados obtidos mostram que antes da ocupação urbana a altura da lâmina, no ponto mais crítico da avenida, atinge 85 cm acima do solo. Após a urbanização, sem os reservatórios, esse valor é de 142 cm, sendo um aumento de 67% em relação ao nível de água para o cenário de pré-urbanização. Na hipótese estudada neste trabalho, com inserção dos reservatórios propostos nas sub-bacias do São Pedro Alto e Lagoinha, a altura da lâmina de água é de 112 cm. Portanto essa medida não resolverá os problemas causados por uma chuva com período de recorrência de 100 anos, uma vez que, mesmo antes da ocupação, o nível de água atinge valores superiores a capacidade do canal existente, de forma a afetar a população que hoje está alocada na região da Avenida Rondon Pacheco.

Palavras-chave: Drenagem urbana – controle de enchente – reservatórios de detenção.

VERGÜTZ, L. A. A. Analysis of the implementation of detention basins in São Pedro Basin and hydrodynamic modeling of Governador Rondon Pacheco Avenue. 103 p. MSc. Dissertation, College of Civil Engineering Federal University of Uberlandia, 2016.

ABSTRACT

Due to increasing of urban occupation, and subsequent soil sealing, there is an increase in the runoff coefficient, causing more frequent floods than those that existed when the surface was permeable. The city of Uberlândia / MG has suffered from episodes of significant flooding. The place where these floods occur, is the Governador Rondon Pacheco Avenue, whose basin has high urbanization. This study aims to evaluate the basin of the stream São Pedro in Uberlândia / MG, and suggest detention basins, determined with the aid of HEC-HMS, in order to minimize the effects in this region. The unidirectional hydrodynamic modeling, through the HEC-RAS software, resulted in the heights of the water surface profiles in the avenue considering the pre-urbanization scenario, the current scenario and with the inclusion of the reservoirs proposed in this research. The results show that before the urban occupation the height of the water surface profile, at the most critical point of the avenue, reaches 85 cm above the ground. After urbanization without the reservoirs, this value is 142 cm, with an increase of 67% compared to the level of water into the pre-urban scenario. In the case studied here, with the insertion of the proposed reservoirs in the sub-basins of the São Pedro Alto and Lagoinha the height of the water surface profile is 112 cm. Therefore this measure does not solve the problems caused by rain with recurrence period of 100 years, since prior to urbanization, the level of water already reaches values higher than the capacity of the existing sewer, affecting the population that is currently allocated in Governador Rondon Pacheco Avenue's region.

Keywords: Urban Drainage – flood control – detention reservoir.

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

SÍMBOLOS

α	- Média aritmética da distribuição de Gumbel
β	- Parâmetro adimensional da distribuição de Gumbel
μ	- Parâmetro adimensional da distribuição de Gumbel
A	- Área da bacia hidrográfica
C	- Coeficiente de escoamento superficial
C_d	- Coeficiente de descarga
C_p	- Comprimento do rio principal
C_T	- Coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno acima de 10 anos
C_{10}	- Coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos
CN	- Número da curva ou coeficiente de deflúvio
d	- Diâmetro do orifício circular
D	- Diâmetro do vertedor circular
Dd	- Densidade de drenagem
Di	- Declividade de trecho da bacia
E	- Elevação da bacia
e	- Espessura da parede de orifício
F	- Frequência de ocorrência de um evento hidrológico
g	- Aceleração da gravidade
h	- Carga sobre o centro do orifício
H	- Carga do vertedor
i	- Intensidade média de precipitação
kc	- Coeficiente de compacidade da bacia
kf	- Coeficiente de forma da bacia
K_{sat}	- Coeficiente de condutividade hidráulica

l	- Largura média da bacia
L	- Comprimento axial da bacia
Li	- Comprimento de trechos da bacia
Lt	- Comprimento total dos cursos de água
Ltv	- Comprimento do talvegue
L_v	- Largura do vertedor
n	- Coeficiente de rugosidade ou de Manning
P	- Altura da precipitação
P_e	- Precipitação efetiva
q_n	- Vazão específica natural
$q_{pré}$	- Vazão de pico de pré-desenvolvimento
$q_{pós}$	- Vazão de pico de pós-desenvolvimento
Q	- Vazão
Q_p	- Vazão de pico
S	- Declividade da bacia
S_1	- Declividade baseada nos extremos
S_2	- Declividade ponderada
S_3	- Declividade equivalente constante
S_4	- Declividade 15 - 85
Sin	- Sinuosidade do curso de água
t	- Tempo de duração da chuva
t_c	- Tempo de concentração
$t_{cpós}$	- Tempo de concentração de pós-desenvolvimento
t_m	- Tempo de ascensão do hidrograma unitário
Tr	- Tempo de retorno
v	- Velocidade de escoamento
V	- Volume de detenção
V_B	- Volume a reservar
V_R	- Volume reservado
Z	- Cota no vertedor

ABREVIATURAS

- A_{IMP} - Área impermeável contribuinte
 A_{INF} - Área de infiltração

SIGLAS

- $ABRH$ - Associação Brasileira de Recursos Hídricos
 $DAEE$ - Departamento de Águas e Energia Elétrica
 DEP - Departamento de Esgotos Pluviais
 $IBGE$ - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
 $NRCS$ - Natural Resources Conservation Service
 SCS - Soil Conservation Service
 $SEMA$ - Secretaria Estadual do Meio Ambiente
 SPA - São Pedro Alto
 $SUDERHSA$ - Superintendência de Desenvolvimento dos Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVOS	2
1.2 JUSTIFICATIVA	2
CAPÍTULO 2	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 INUNDAÇÕES URBANAS	4
2.2 DRENAGEM URBANA.....	6
2.2.1 Medidas de controle estruturais.....	7
2.2.2 Medidas de controle não estruturais	10
2.3 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO.....	11
2.3.2 Períodos de retorno - Tr.....	15
2.3.3 Escoamento superficial.....	16
2.3.4 Tempo de concentração	17
2.4 PRECIPITAÇÃO.....	22
2.4.1 Séries históricas	22
2.4.2 Método das relações de durações usando a distribuição de Gumbel.....	23
2.4.3 Intensidade de Chuva de Projeto	24
2.4.4 Distribuição temporal	25
2.5 VAZÃO DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO.....	29
2.6 VAZÃO DE PROJETO	30
2.6.1 Vazão de projeto para microdrenagem – Método Racional	30

2.6.2	Vazão de projeto para macrodrenagem - Hidrograma Unitário do “ <i>Soil Conservation Service</i> ”	32
2.6.3	Coeficiente de rugosidade de Manning	38
2.7	Reservatório de detenção	39
2.8	Parâmetros de projeto para bacias de detenção.....	41
2.9	Pré-dimensionamento de reservatórios de detenção	42
2.9.1	Propagação de vazões - <i>Routing</i>	43
2.10	Modelo de cálculo hidráulico e hidrológico.....	43
CAPÍTULO 3		46
3	METODOLOGIA	46
3.1	Localização e características do município de Uberlândia – MG.....	46
3.2	Características da bacia hidrográfica São Pedro	48
3.3	Tipos de solo	49
3.4	HEC-HMS	50
3.4.1	Módulo da bacia.....	51
3.4.2	Módulo Meteorológico	53
3.4.3	Módulo de especificações de controle	53
3.5	<i>Software</i> HEC-RAS	54
CAPÍTULO 4		55
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
4.1	Morfometria da bacia hidrográfica do Córrego São Pedro.....	55
4.2	Determinação do Número da Curva - CN	56
4.3	Estudo das precipitações	58
4.3.1	Determinação das alturas pluviométricas em função do período de retorno.....	59
4.3.2	Equação intensidade-duração-frequência (IDF)	61
4.3.3	Tempo de concentração	64
4.3.4	Tempo de duração	65

4.3.5	Distribuição temporal da chuva.....	65
4.4	Etapas da simulações hidrológicas	66
4.5	ETAPA 1 - Análise da influência de implantação de reservatórios na sub-bacia São Pedro Alto.....	67
4.5.1	São Pedro Alto – Cenário de pré-urbanização.....	67
4.5.2	Divisão da sub-bacia São Pedro Alto e locação dos reservatórios	69
4.5.3	São Pedro Alto – Cenário de atual sem inserção de reservatórios	72
4.5.4	São Pedro Alto – Cenário atual com inserção de reservatórios.....	74
4.6	ETAPA 2 - Análise das vazões das sub-bacia do Córrego São Pedro	80
4.7	ETAPA 3 - Análise da modelagem hidrodinâmica do Córrego São Pedro canalizado	87
4.7.1	Modelagem hidrodinâmica para o cenário de pré-urbanização.....	88
4.7.2	Modelagem hidrodinâmica para o cenário atual sem reservatórios	89
4.7.3	Modelagem hidrodinâmica para o cenário atual com reservatórios	90
CAPÍTULO 5	92
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	92
	REFERÊNCIAS	95
	APÊNDICE A	99

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O avanço das cidades provoca impactos significativos no meio ambiente e na população de forma a afetar a qualidade de vida das pessoas. Estes problemas estão relacionados com a falta de planejamento urbano, ocupação irregular ou desordenada do espaço geográfico e também o sistema de drenagem inadequado causando prejuízos e transtornos à população.

Com a impermeabilização do solo devido à malha urbana, a retificação e canalização dos corpos hídricos há um aumento da velocidade de escoamento, resultando em picos de vazão maiores e, conseqüentemente, inundações e perdas materiais para os moradores daquelas regiões afetadas.

Como exemplo, o município de Uberlândia, em Minas Gerais, se desenvolveu, de forma acelerada e com planejamento inadequado do uso e ocupação do solo. Em 1950, Uberlândia apresentava uma população urbana de 35.799 habitantes, em 1991 era de 358.165 habitantes, representando um aumento de 1000%. Esse avanço acabou gerando impactos no processo de drenagem urbana contribuindo para históricos de inundações frequentes.

Atualmente, são buscadas soluções para evitar as inundações de forma a não transferir o problema de um ponto a montante para jusante. Existem vários mecanismos para minimizar os impactos causados pela chuva. Algumas medidas de controle consistem na recuperação da infiltração natural da bacia, redução dos impactos ambientais, consideração de futuras ocupações urbanas e respeito às delimitações impostas referentes as regiões ribeirinhas. Além disso, outra alternativa existente, selecionada como foco desta pesquisa, são os reservatórios

de detenção. Esses podem ser entendidos como estruturas destinadas a reservar as águas advindas do escoamento pluvial, temporariamente e, proporcionam um escoamento gradativo após a precipitação, evitando a transferência de cheias para outros pontos.

Segundo Porto (1998), os reservatórios de detenção são eficazes para combate às cheias urbanas desde que corretamente projetados, implantados e operados. Outros aspectos relacionados com esses reservatórios consistem no tipo de reservatório, podendo ser aberto ou fechado, enterrados ou não, propostas urbanística como áreas de lazer, questões ambientais devido a carga de lixo transportada e às ligações clandestinas de esgoto, manutenção, melhoria da qualidade da água.

No presente trabalho, os reservatórios de detenção, serão abordados como uma possível solução para amortizar os picos de vazão na bacia São Pedro, localizada em Uberlândia-MG. Dois critérios a serem discutidos nesta pesquisa são a quantidade de reservatórios e a capacidade de armazenamento, dimensionando-os para que tenham máxima eficácia de forma mitigar enchentes. Por último, será realizada uma análise hidrodinâmica do canal principal que atualmente percorre a Avenida Governador Rondon Pacheco, de forma a obter a altura da lâmina de água.

1.1 OBJETIVOS

Analisar a influência da implantação de reservatórios de detenção na bacia São Pedro, através de simulações hidrológicas e hidrodinâmicas, com a finalidade de amortecer os picos de vazão da bacia. O presente trabalho visa também alocar esses reservatórios de detenção, em pontos estratégicos comparando diversos cenários e delimitando a vazão de saída dos reservatórios considerando o cenário de pré-urbanização. Outro objetivo é realizar a comparação da eficiência dos reservatórios para vários períodos de retorno, avaliando a capacidade dos reservatórios e obtendo a altura da lâmina de água de forma a mitigar as enchentes das áreas afetadas e garantir segurança para a população e oferecer bases para o Plano Diretor de Drenagem Urbana.

1.2 JUSTIFICATIVA

Com os efeitos da urbanização e impermeabilização dos solos, Uberlândia vem sofrendo com

cenários constantes de inundações, como citado anteriormente, afetando a população com perdas materiais, bem como a danificação da infraestrutura urbana. Atualmente, existem diversos métodos de forma a reduzir o escoamento superficial, como reservatórios domiciliares de retenção, reservatórios de retenção, valas de infiltração, pavimentos permeáveis, dentre outros. No caso de reservatórios de retenção, a implantação de projetos como esses são indicados para bacias com alto índice de urbanização, como a bacia São Pedro, proporcionando resultados favoráveis, diminuindo os efeitos gerados pelo escoamento superficial.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INUNDAÇÕES URBANAS

A inundação   um processo natural, caracterizado pelo transbordamento das águas, cobrindo certa extensão do terreno. Durante uma chuva intensa, parte da precipita o fica retida superficialmente, outra parte   infiltrada no solo até atingir sua capacidade máxima infiltra o e o restante escoar pela superfície do terreno. Este volume que escoar ocupa a área da várzea do rio, aumentando, assim, a área transversal e superficial do curso da água.

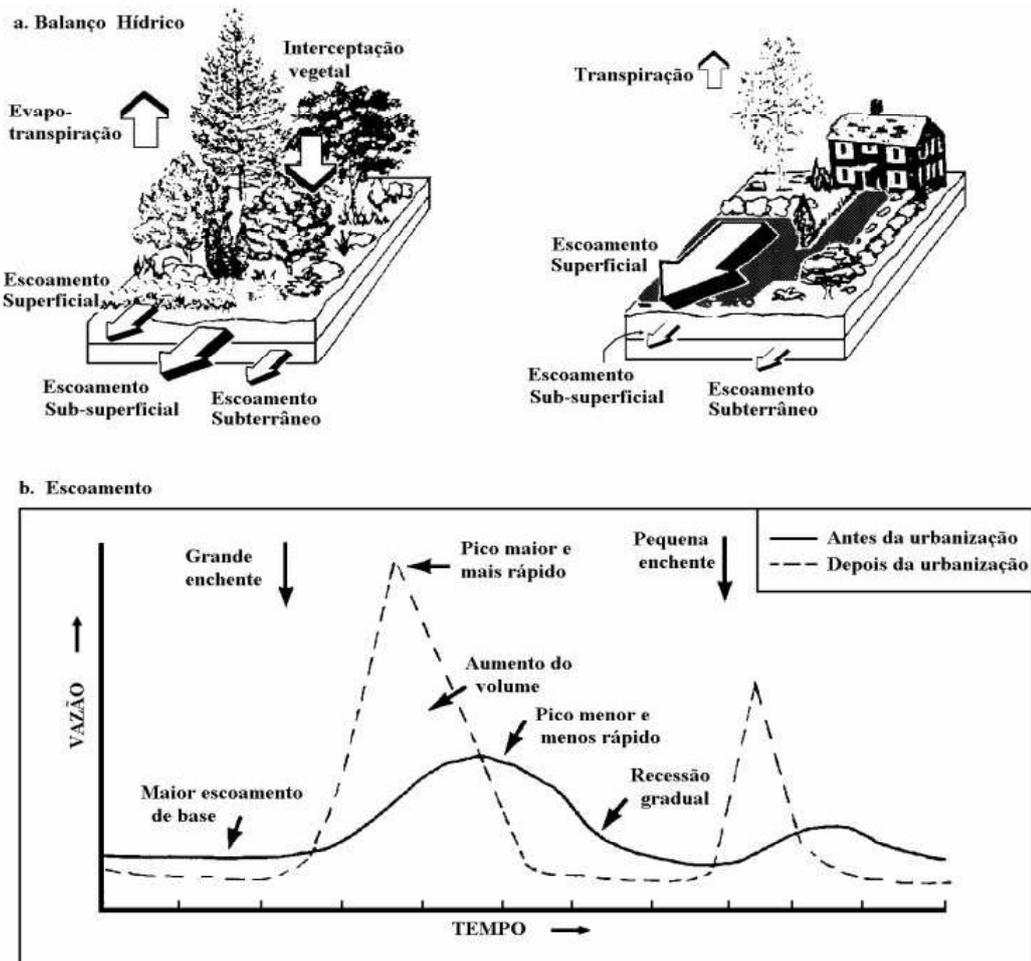
Existem dois tipos de inunda es, as denominadas ribeirinhas são caracterizadas pelo excesso de água que não pode ser drenada, inundando a várzea dos rios, sendo resultado de eventos aleatórios em fun o do clima. O segundo tipo de inunda o ocorre devido   urbaniza o, em que há impermeabiliza o do solo e, conseqüentemente, aumento do escoamento superficial o qual   acelerado por meio de condutos e canais (TUCCI, 1995).

Os impactos gerados nas regiões ribeirinhas ocorrem principalmente pela ocupa o inadequada do solo, em que não há um controle ou delimita o de loteamentos em áreas de risco de inunda o. O Plano Diretor de Drenagem Urbana tem por objetivo estabelecer diretrizes relativas   drenagem urbana, de forma a possibilitar solu es efetivas de baixo impacto, gerando benefícios ao município. Dentre as diretrizes, destacam-se o estímulo ao gerenciamento de enchentes, amplia o da cobertura de infraestrutura das águas pluviais, aproveitamento e preserva o dos corpos hídricos, amplia o das áreas de drenagem e a es educativas sanitárias e ambientais. (MINISTÉRIO DAS CIDADES, 2002).

A falta de planejamento adequado e de um Plano Diretor de Drenagem acaba impactando a sociedade com perdas materiais e humanas devido às inundações, sendo caracterizados como problemas a contaminação por doenças, como a leptospirose, contaminação das águas devido a produtos tóxicos e economicamente, devido à interrupção das atividades nas áreas afetadas.

É possível notar na Figura 1.a que, devido à urbanização, há alterações nos ciclos hidrológicos, pois o desenvolvimento urbano gera uma modificação na cobertura vegetal acarretando a redução da infiltração de água no solo, e, conseqüentemente, há rebaixamento do nível do lençol freático por falta de recarga. Outro fator é a redução da evapotranspiração da vegetação e do solo. Já na Figura 1.b o hidrograma mostra que o pico de vazão é maior depois da urbanização e em tempo menor do que no cenário de pré-urbanização, gerando grandes volumes de água escoando superficialmente.

Figura 1.a e 1.b: Características antes e depois da urbanização.

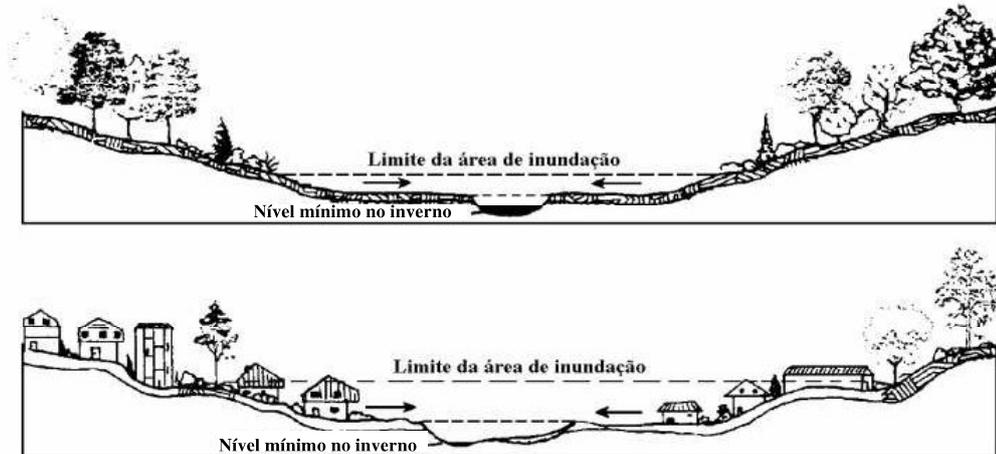


Fonte: Adaptado de Schueler (1987).

E por último, na Figura 2 observa-se que a lâmina de água gerada pelo escoamento superficial é maior em áreas urbanizadas, afetando as edificações existentes nessas regiões.

Figura 2: Características antes de depois da urbanização.

c. Resposta da geometria do escoamento



Fonte: Adaptado de Schueler (1987).

Inúmeros são os problemas gerados devido à inadequação da estrutura urbana que afetam a qualidade de vida da população, além da redução de cobertura de vegetação, perda de mananciais, aumento da frequência de inundações e poluição das águas. Portanto, é de grande importância o estudo dos impactos ambientais, a elaboração de projetos de drenagem de qualidade e um plano diretor, de forma a minimizar os transtornos gerados a população e ao meio ambiente (TUCCI, 1995).

2.2 DRENAGEM URBANA

O sistema de drenagem urbana tem por objetivo receber as águas escoadas superficialmente e conduzi-las até pontos de coleta ou descarga. Esse sistema contribui para a segurança de propriedades públicas e privadas em áreas de risco, assegura o trânsito de pedestres e veículos e evita erosões em áreas de inundações, bem como reduz a proliferação de doenças.

De acordo com DEP (2005), os sistemas de drenagem podem ser definidos como drenagem na fonte, microdrenagem e macrodrenagem. Entende-se por drenagem na fonte o controle do escoamento que ocorre no lote ou em empreendimentos individualizados. A microdrenagem pode ser compreendida como um sistema de condutos construídos destinados a receber e conduzir as águas das chuvas vindas de lotes, construções, ruas, praças, etc. A macrodrenagem compreende a rede de drenagem natural, constituída por rios e córregos,

localizados nos talwegues dos vales, nos quais podem ser instalados dispositivos de drenagem como condutos, barragens, diques e outras estruturas.

Para a elaboração de um projeto que visa minimizar os impactos causados pela inundação de corpos hídricos, faz-se necessário modificar o escoamento a montante, para que a vazão a jusante seja amortecida. Alguns dos condicionantes para que isso ocorra compreende na implantação de reservatórios, estrangulamento de rios devido a pontes, mudança de seção e aumento da área de infiltração.

Atualmente, as soluções buscadas no controle de cheias e qualidade das águas almejam adotar métodos naturais para a conservação da natureza. Um exemplo para esse dimensionamento são os sistemas de infiltração e percolação, que visam o conceito de drenagem urbana sustentável. As medidas de controle devem ser consideradas de acordo com cada situação. Pode-se classificar essas medidas considerando sua ação na bacia hidrográfica.

2.2.1 Medidas de controle estruturais

De acordo com a Superintendência de Desenvolvimento dos Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (SUDERHSA, 2002), no Manual de Drenagem Urbana Região Metropolitana de Curitiba, são três os principais mecanismos de controle:

- *Aumento da infiltração e percolação*: estruturas com a finalidade de possibilitar maior infiltração e percolação da água no solo, utilizando o armazenamento e o fluxo subterrâneo para retardar o escoamento superficial;
- *Armazenamento*: podem ser adotados desde reservatórios residenciais até de porte para a macrodrenagem, reservatórios de retenção e detenção. O objetivo é reter parte do escoamento superficial, amortecendo o pico e distribuindo a vazão no tempo;
- *Aumento da capacidade de escoamento*: através de condutos e canais, drenando áreas com alto risco de inundações. A adoção de sistemas desse tipo de estruturas resulta, normalmente, em transferência de enchentes de uma área para outra, mas caso seja utilizado com projetos de reservatórios de detenção, torna-se eficaz.
- *Diques e estações de bombeamento*: utilizado para áreas urbanas que não possuam

espaço para atenuar a inundação.

2.2.1.1 Medidas de controle na fonte

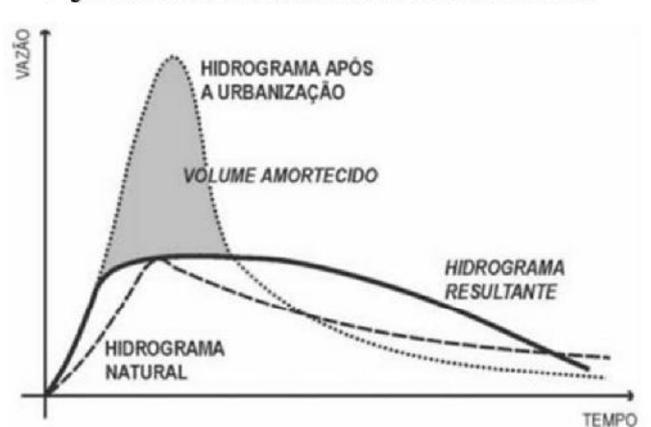
Para o controle de drenagem pluvial na fonte, é considerado que a vazão máxima de saída deverá ser igual ou menor que a vazão máxima de pré-desenvolvimento, caracterizada pela vazão antes da urbanização, determinada para cada região segundo o Departamento de Esgotos Pluviais (DEP, 2005). Esse sistema deverá ser implantado dentro do lote ou loteamento. Os dispositivos que podem ser utilizados são valos, poços, bacias e trincheiras de infiltração, bacias de percolação, pavimentos permeáveis e mantas de infiltração. Outro dispositivo que existe se refere a reservatórios de detenção, que armazenam a água da chuva temporariamente.

Segundo Urbonas e Stahre (1993), existem algumas vantagens e desvantagem dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação da água. Como exemplo de vantagem tem-se a redução das vazões máximas à jusante, redução do tamanho dos condutos, aumento da recarga do aquífero, preservação da vegetação natural e redução da poluição transportada para os rios. As desvantagens destes dispositivos pode ser a impermeabilização dos solos por falta de manutenção e aumento do nível do lençol freático atingindo construções em subsolo.

2.2.1.2 Microdrenagem como medida de controle

O objetivo da microdrenagem é drenar a área através de condutos pluviais até um coletor principal ou riacho, mas esse tipo de medida produz aumento considerável da vazão de água que escoam superficialmente. Uma forma de evitar essas situações é através de estruturas como reservatórios e o critério utilizado é que a vazão de saída dos reservatórios deverá ser menor ou igual ao valor da vazão de pré-urbanização (Figura 3).

Figura 3: Amortecimento em reservatórios urbanos.



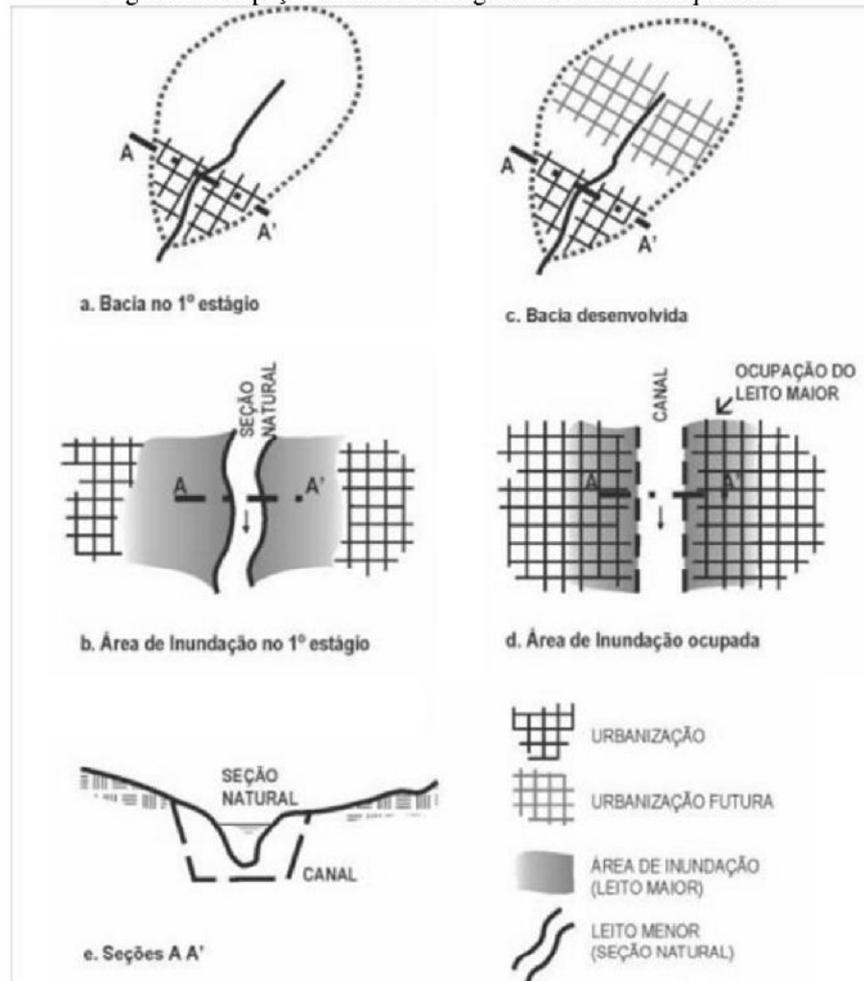
Fonte: SUDERHSA (2002).

No entanto, reservatórios de detenção ou retenção devem ser adotados depois de uma análise criteriosa, pois há um elevado custo de implantação e deverão ser analisadas regiões favoráveis em conjunto com projeto urbanístico.

2.2.1.3 Macrodrenagem como medida de controle

Os projetos de canalização de rios é uma alternativa para controlar o aumento do escoamento superficial e tornam as regiões do entorno valorizadas pela suposta segurança gerada pelos condutos. Contudo, com o loteamento e ocupação dessas áreas, há um aumento do escoamento superficial além daquele considerado natural, tornando as enchentes mais comuns nessa área. Nessa etapa, não existe mais espaço para ampliação lateral do canal, aumentando os custos de obras devido à necessidade de aprofundá-lo. A Figura 4 representa essa sequência de fatos. Esse tipo de situação pode ser evitado, utilizando-se medidas não estruturais, citadas a seguir.

Figura 4: Ocupação da bacia hidrográfica e suas consequências



Fonte: SUDERHSA (2002).

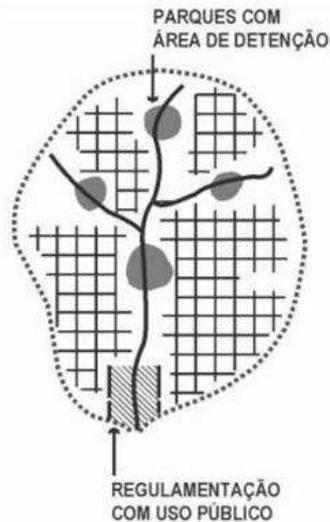
2.2.2 Medidas de controle não estruturais

As medidas de controle não estruturais visam a melhor convivência da população com as enchentes e possuem caráter preventivo, podendo ser eficientes a custos mais baixos e com horizontes mais longos de eficiência (CANHOLI, 2005).

Alguns princípios básicos devem ser definidos, tais como legislações municipais, normas e procedimentos, como manuais de drenagem urbana. Ações não estruturais podem estar relacionadas com o disciplinamento do uso e ocupação do solo, critérios de planejamento, projeto, orçamento e manutenção de obras de drenagem, educação ambiental, capacitação de recursos humanos, mapeamento de zonas de risco de inundação e seguro de enchente, sistema de alerta e defesa civil e coleta de lixo.

As medidas adotadas para controle na macrodrenagem envolvem a transformação de áreas naturalmente inundáveis em áreas de uso público e, se viável, implantar reservatórios de retenção, como ilustra a Figura 5, além disso, criar regulamentos em que não é permitido transferir enchentes de um ponto para outro.

Figura 5: Planejamento de controle de bacia hidrográfica.



Fonte: SUDERHSA (2002).

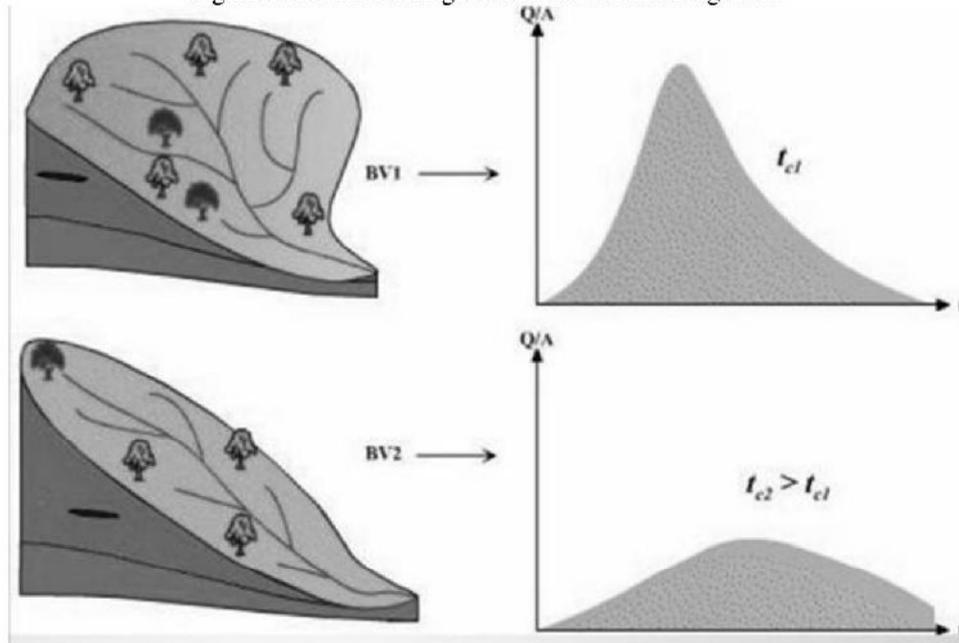
2.3 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

O projeto de drenagem urbana requer conhecimento de alguns temas pertinentes para um desenvolvimento de qualidade das obras a serem implantadas. A seguir, encontram-se alguns desses itens de forma a classificar se as bacias são propensas a enchentes.

2.3.1 Morfometria da bacia

A forma da bacia influencia na questão das enchentes, uma vez que em bacias mais alongadas há menor probabilidade de ocorrer inundações do que aquelas com forma arredondada, como ilustra a Figura 6.

Figura 6: Influência da geometria da bacia hidrográfica



Fonte: SUDERHSA (2002)

Essa relação entre inundações e forma da bacia está ligada com o tempo de concentração, que corresponde ao tempo que uma gota de água que caiu no ponto mais remoto da bacia leva para atingir a seção em estudo. Existem alguns índices morfométricos para caracterizar as bacias, tais como o coeficiente de compacidade e o fator de forma, detalhados a seguir (VILLELA e MATTOS, 1975).

- **Coeficiente de compacidade (k_c)**

Este coeficiente indica a susceptibilidade de ocorrer enchente nas partes baixas da bacia analisada. É caracterizado pela relação entre o perímetro da bacia e o perímetro do círculo de igual área. Desta forma, tem-se Equação (1):

$$A = \pi \cdot r^2 \rightarrow r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (1)$$

A Equação (2) é obtida partir da definição do coeficiente de compacidade,

$$k_c = \frac{P}{2\pi r} \rightarrow k_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{A/\pi}} \rightarrow k_c \cong 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2)$$

onde P representa o perímetro da bacia hidrográfica em km, e A o valor da área em km².

A partir da definição do coeficiente de compactidade de uma bacia hidrográfica é possível perceber que quanto mais próximo for o resultado de 1, mais compacta será a bacia. Isto se deve ao fato que a figura geométrica de menor perímetro para uma dada área é um círculo. Portanto, as bacias mais compactas tendem a concentrar o escoamento.

- **Fator de forma (k_f)**

O fator de forma é determinado pela relação entre a largura média (l) da bacia e o seu comprimento axial (L). O valor do comprimento axial é igual ao curso de água principal mais a distância da nascente ao divisor topográfico e a largura média é obtida dividindo-se a área da bacia pelo seu comprimento axial, Equação (3).

$$l = \frac{A}{L} \quad (3)$$

Com isso, o fator forma pode ser obtido pela Equação (4):

$$k_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2} \quad (4)$$

De acordo com a Equação (4), é possível analisar que bacias alongadas apresentam pequenos valores para fator de forma e são menos susceptíveis as inundações, uma vez que é menos provável que uma chuva intensa atue sobre toda a extensão da bacia.

2.3.1.1 Densidade de drenagem

O índice que indica a eficiência de drenagem da bacia é denominado por densidade de drenagem. Ou seja, quanto maior for sua densidade, mais rápido o volume de água chegará ao final da bacia. Este índice correlaciona o comprimento total dos canais ou rios com a área da bacia, dado pela Equação (5):

$$Dd = L_t/A \quad (5)$$

Em que:

$L_t \rightarrow$ é o comprimento total dos cursos de água;

$A \rightarrow$ corresponde a área de drenagem, em km^2 .

Strahler (1957) considera que, quanto mais ramificada for a rede, mais eficiente será o sistema de drenagem. De acordo com Villela e Mattos (1975), há uma relação entre o índice de densidade de drenagem e eficiência, mostrada a seguir:

- $Dd < 0,5 \text{ km/km}^2 \rightarrow$ bacia pobremente drenada;
- $0,5 \leq Dd \leq 3,0 \text{ km/km}^2 \rightarrow$ bacia mediamente drenada;
- $Dd > 3,0 \text{ km/km}^2 \rightarrow$ bacia ricamente drenada.

2.3.1.2 Sinuosidade

De acordo com Villela e Mattos (1975), sinuosidade de uma bacia hidrográfica representa a relação entre o comprimento do rio principal e o comprimento do seu talvegue, “considerado como uma linha reta entre a cabeceira do curso de água até o exutório da bacia” (MOREIRA et al. 2011) dado pela Equação (6):

$$Sin = \frac{C_p}{L_{tv}} \quad (6)$$

onde:

$C_p \rightarrow$ é a extensão do rio principal, em metros;

$L_{tv} \rightarrow$ comprimento do talvegue, em metros.

Outra forma de determinar a sinuosidade em relação à porcentagem pode ser dada pela Equação(7) a seguir.

$$Sin = 100. \frac{(C_p - L_{tv})}{L_{tv}} \quad (7)$$

Esse termo dá uma ideia da “quantidade” de curvatura do rio e este índice é um fator controlador da velocidade de escoamento superficial. Mansikkaniemi (1970), citado por Périco et al (2011), estabeleceu cinco classes de sinuosidade:

- I = muito reto (< 20%);
- II = reto (20,0 - 29,9%);
- III = divagante (30,0 – 39,9%);
- IV = sinuoso (40,0 – 49,9%);
- V = muito sinuoso ($\geq 50,0\%$).

2.3.2 Períodos de retorno – Tr

Tomaz (2002) define como período de retorno ou intervalo de recorrência como o inverso da probabilidade (P) de um evento hidrológico ser igualado ou superado em um ano qualquer. Ou seja, se o tempo de retorno é de 10 anos significa que, em média, a precipitação pode se repetir a cada 10 anos.

$$Tr = 1/P \quad (8)$$

Ao decidir que um projeto será executado para uma vazão com período de retorno em Tr anos, define-se o grau de proteção conferido à população.

Na Tabela 1 encontram-se algumas sugestões para períodos de retorno utilizados no Brasil. A escolha do período de retorno não se deve apenas a aspectos políticos, sociais e econômicos, mas também a fatores hidrológicos.

Tabela 1: Períodos de retorno para diferentes ocupações da área

Tipo de Obras	Ocupação do solo	Período de retorno (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
Microdrenagem	Comercial	5
Microdrenagem	Edifícios públicos	5
Microdrenagem	Aeroportos	2 – 5
Microdrenagem	Comercial, artéria de tráfego	5 a 10
Macro drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50 – 100
Macro drenagem	Área de importância específica	500

Fonte: CETESB (1986).

Para obras de macro drenagem a Fundação do Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH, 1999) recomenda adotar um período de retorno de 100 anos, incluindo piscinões e obras públicas importantes.

2.3.3 Escoamento superficial

De acordo com Villela e Mattos (1975), escoamento superficial é caracterizado pelo deslocamento da água na superfície e constitui uma das fases mais importantes do ciclo hidrológico, pois está ligado aos fenômenos de inundação. Alguns fatores que influenciam o escoamento superficial estão ligados com as questões climáticas tais como intensidade e duração da precipitação, bem como a umidade do solo, decorrente de uma precipitação anterior.

Vários são os elementos que caracterizam o escoamento em um rio ou conduto e podem ser classificados da seguinte forma de acordo com o Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal (2009):

- *Condicionantes de jusante*: atuam no sistema de drenagem de forma a modificar o escoamento a montante. Os condicionantes de jusante podem ser: estrangulamento do rio devido a pontes, aterros, mudança de seção, reservatórios, oceano. Esses condicionantes reduzem a vazão de um rio independentemente da capacidade local de escoamento;
- *Condicionantes locais*: definem a capacidade de cada seção do rio de transportar uma quantidade de água. A capacidade local de escoamento depende da área, da seção, da largura, do perímetro e da rugosidade das paredes. Quanto maior a capacidade de escoamento, menor o nível de água.

2.3.3.1 Coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de “runoff” – C

De acordo com a publicação da Fundação do Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH, 1999), em Diretrizes Básicas para Projeto de Drenagem Urbana no Município de São Paulo, devido aos diferentes fatores de escoamento, como citado anteriormente, a adoção de um valor de C constante é uma hipótese pouco realista e deve ser feita de forma meticulosa.

Faz-se necessário analisar as condições futuras de urbanização da bacia. Caso a ocupação seja muito heterogênea, estimar o valor de C pelo método da média ponderada, Equação (9).

$$C = 1/A \cdot \sum C_i \cdot A_i \quad (9)$$

Onde:

C = coeficiente médio de escoamento superficial;

A = área de drenagem da bacia.

A Tabela 2 fornece valores de escoamento superficial para períodos de retorno de ordem de 5 a 10 anos.

Tabela 2: Valores do coeficiente de escoamento superficial direto adotados pela Prefeitura do Município 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 menos densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas.	0,60 – 0,70
Edificações com poucas superfícies livres: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas.	0,50 – 0,60
Edificações 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

Fonte: Wilken (1978) apud FCTH (1999).

2.3.4 Tempo de concentração

De acordo com Tomaz (2002), o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica corresponde ao tempo necessário para que toda bacia considerada contribua para o escoamento superficial, ou pode-se entender pelo tempo que uma gota leva para percorrer do ponto mais distante até o trecho considerado da bacia. Diversos são os métodos empíricos para determinação do tempo de concentração, e por ser um dado de entrada importante, faz-se necessário determiná-lo por mais de um método e fazer a verificação dos resultados, para que os dados não sejam muito discrepantes.

Segundo Tomaz (2002), o tempo de concentração calculado por fórmulas empíricas deverá se limitar apenas a bacias semelhantes, sendo que a forma mais aconselhável seria o uso do método cinemático. A seguir, serão definidos alguns dos métodos de cálculo do tempo de concentração conforme citado em Tucci (2000).

2.3.4.1 Método cinemático

O método cinemático consiste em avaliar as diversas superfícies em que a água superficial percorre, agrupando os trechos homogêneos e determinando a velocidade de escoamento para cada um deles. Isso ocorre, pois para cada trecho existem características diferentes, tais como, rugosidade e declividade, influenciando assim na velocidade. Para determinar a velocidade final para superfícies, basta realizar o somatório de todos os tempos de percurso que compõem o caminho percorrido ao longo do trecho principal, conforme Equação (10):

$$tc = \frac{1}{60} \cdot \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (10)$$

onde:

tc = tempo de concentração, em minutos;

L_i = comprimento de cada trecho homogêneo, em metros;

V_i = velocidade de escoamento no trecho "i", em m/s."

A velocidade de escoamento pode ser determinada usando a Equação (2).

$$V = k \cdot S^{0,5} \quad (11)$$

sendo V a velocidade em m/s; S a declividade em m/m e k o coeficiente conforme Tabela 3.

Tabela 3: Coeficientes "k"

Uso da terra e regime de escoamento	Coeficiente k
Floresta com muita folhagem no solo	0,76
Área com pouco cultivo, terraceamento	1,52
Pasto ou grama baixa	2,13
Áreas cultivadas	2,74
Solo quase nu, sem cultivo	3,50
Caminhos de escoamento em grama, pasto	4,57
Superfícies pavimentadas, pequenas voçorocas de nascentes	6,10
Canaleta pavimentada	14,09

Fonte: Adaptado de Bidone e Tucci (1995).

O método cinemático é complexo se comparado com as fórmulas empíricas, pois depende de parâmetros como comprimento de cada trecho que possui características diferentes, nas quais nem sempre são possíveis de determinar.

2.3.4.2 Fórmula de Kirpich

A fórmula de Kirpich foi desenvolvida em 1940 e possui aplicação para algumas regiões dos Estados Unidos, valendo apenas para bacias de até 0,5 km² e com declividade de 3 a 10%. A Equação (12) representa um modelo desenvolvido para o Tennessee.

$$tc = 3,989.L^{0,77}.S^{-0,385} \quad (12)$$

onde:

tc = tempo de concentração em minutos;

L = comprimento do talvegue em km;

S = declividade do talvegue em m/m.

De acordo com Porto (1993) citado por Tomaz (2002), quando o valor de L for superior a 10 km a fórmula subestima o valor do tempo de concentração. Portanto, é indicada a fórmula de Kirpich para pequenas bacias na área rural em áreas de drenagem inferior a 80 ha.

2.3.4.3 Califórnia *Culverts Practice* (EUA)

O Departamento de Estradas e Rodagem da Califórnia, em 1942, apresentou a mesma fórmula de Kirpich, substituindo S por L/H , considerando as mesmas limitações citadas anteriormente, como representada na Equação (13).

$$tc = 57.(L^3/H)^{0,385} \quad (13)$$

onde:

tc = tempo de concentração em minutos;

L = comprimento do talvegue em km;

H = desnível total do talvegue em metros.

De acordo com o DER/SP, o tempo de concentração poderá ser calculado pela fórmula de Kirpich, para bacias maiores que 1 km², dada pela seguinte equação

$$tc = 85,2. (L^3/H)^{0,385} \quad (14)$$

2.3.4.4 Federal Aviation Agency (EUA)

A Equação (15) foi desenvolvida para drenagem de aeroportos em 1970 e é válida para escoamento em superfícies de áreas pequenas.

$$tc = 22,73. (1,1 - C). L^{0,50} . S^{0,385} \quad (15)$$

onde:

tc = tempo de concentração em minutos;

L = comprimento do talvegue em km;

S = declividade média do talvegue em m/m;

C = coeficiente de escoamento superficial do método racional para período de retorno de 5 a 10 anos.

2.3.4.5 Método da onda cinemática (EUA)

Este método baseia-se na teoria da onda cinemática considerando a superfície como canal de grandes larguras e comprimentos de 15 a 30 metros. Parte das hipóteses de escoamento turbulento e chuva de intensidade constante e é adequada para bacias muito pequenas de tal forma que o escoamento de superfícies seja predominante (BEDIENT e HUBER citado em CSOBI, 2011) como demonstrada a seguir na Equação (16):

$$tc = 6,92. L^{0,60} . n^{0,60} . S^{-0,30} . i^{-0,40} \quad (16)$$

Onde:

tc = tempo de concentração em minutos;

L = comprimento do talvegue em km;

S = declividade média do talvegue em m/m;

i = intensidade da chuva em mm/h;

n = coeficiente de rugosidade ou de Manning em $m^{1/6}$.

A Tabela 4 indica coeficientes de rugosidade de Manning para algumas superfícies usuais.

Tabela 4: Coeficientes de rugosidade de Manning

Cobertura da bacia	n ($m^{1/6}$)
Asfalto liso	0,012
Asfalto ou concreto	0,014
Argila compactada	0,030
Pouca vegetação	0,020
Vegetação densa	0,350
Vegetação densa e floresta	0,400

Fonte: Tucci (1995).

2.3.4.6 Fórmula do *Soil Conservation Service* - SCS (EUA)

Apresentada em 1975, foi deduzida para bacias rurais com áreas de drenagem de até 8 km² é dada pela seguinte expressão (17):

$$tc = 342 \cdot L^{0,8} \cdot [(1000/CN) - 9]^{0,7} \cdot S^{-0,5} \quad (17)$$

onde

tc = tempo de concentração em minutos;

L = comprimento do talvegue em km;

S = declividade média do talvegue em m/m;

CN = número da curva, pelo método do SCS.

2.3.4.7 Método Cinemático do *Soil Conservation Service* – SCS (EUA)

Determina o tempo de concentração com a somatória dos tempos de dos diversos trechos da superfície analisada. Este método foi apresentado em 1975, de acordo com a Equação (18):

$$tc = 1000/60. \sum L/V \quad (18)$$

onde:

tc = tempo de concentração em minutos;

L = comprimento do talvegue em km;

V = velocidade de escoamento em m/s, conforme Tabela 5.

Tabela 5: Velocidade média (V) para cálculo de tc

Descrição do escoamento	Declividade em %			
	0 a 3	4 a 7	8 a 11	> 12
Em superfície de:				
Florestas	0 a 0,5	0,5 a 0,8	0,8 a 1,0	> 1,0
Pastos	0 a 0,8	0,8 a 1,1	1,1 a 1,3	> 1,3
Áreas cultivadas	0 a 0,9	0,9 a 1,4	1,4 a 1,7	> 1,7
Pavimentos	0 a 2,6	2,6 a 4,0	4,0 a 5,2	> 5,2
Em canais:				
Mal definidos	0 a 0,6	0,6 a 1,2	1,2 a 2,1	-
Bem definidos	Usar fórmula de Manning			

Fonte: Tucci (1995).

2.4 PRECIPITAÇÃO

Para dimensionamento de obras hidráulicas, a chuva é a mais importante das precipitações.

Existem dois conceitos importantes e distintos para precipitação, no qual o primeiro corresponde à precipitação natural, caracterizada por uma sequência cronológica de eventos de chuva. O outro conceito refere-se à precipitação de projeto que é um evento crítico de tormenta, gerado artificialmente com base estatísticas na chuva natural e parâmetros de resposta da bacia, tais como período de retorno e duração crítica do evento (SUDERHSA, 2002).

2.4.1 Séries históricas

As séries históricas representam os dados coletados por uma estação pluviométrica. Segundo Villela e Mattos (1975), as séries parciais compreendem os dados com maiores valores de chuva registrada, independentemente se estão no mesmo ano ou não, e são dispostas em ordem decrescente de precipitação para n valores de anos registrados. As séries de máximo anuais são os valores das precipitações máximas dos eventos anuais, ordenados numa série de

amostras. Porém, essa série descarta o segundo, terceiro, etc., maior evento de um ano que, por sua vez, pode até superar o valor máximo de outros anos da série. Segundo Almeida et al (2014) para determinação de séries de valores extremos anuais, a distribuição de log-Gumbel alcança resultados confiáveis e é de uso generalizado em hidrologia.

2.4.2 Método das relações de durações usando a distribuição de Gumbel

De acordo com Back (2002), em geral os dados fornecidos pelos pluviômetros indicam apenas a quantidade de precipitação diária, e através das relações entre dados de intensidade de diferentes durações com médias máximas diárias, determina-se a intensidade para durações inferiores a 24 horas. Portanto, para quando se tem dados de 1 dia de duração da chuva, avalia-se essa chuva utilizando relações entre chuvas de diferentes durações.

A Tabela 6 fornece os diferentes valores das relações entre chuvas de diferentes durações obtidas do estudo de alguns pesquisadores.

Tabela 6: Comparação das relações entre chuvas de diferentes durações

Duração da Chuva	Magni (1984)	DNOS	Estados Unidos US W. Bureau	Denver
5 min	0,34	0,34	0,37	0,42
10 min	0,532	0,54	0,57	0,63
15 min	0,693	0,7	0,72	0,75
20 min	0,817	0,81	-	0,84
25 min	0,918	0,91	-	0,92
30 min	0,768	0,74	0,79	-
1 h	0,573	0,42	-	-
2 h	1,119	1,27	-	-
6 h	0,78	0,72	-	-
8 h	0,821	0,78	-	-
10 h	0,855	0,82	-	-
12 h	0,883	0,85	-	-
24 h	1,14	-	-	-
1 dia	1	-	-	-

Fonte: Modificado de Tomaz (2002).

Com os dados pluviométricos das precipitações máximas anuais de uma estação meteorológica, a distribuição de Gumbel gera uma série de dados que podem ser extrapolados para períodos de retorno distintos. Tomaz (2002) faz descrição desse método, detalhado a seguir.

O primeiro passo consiste em determinar a média aritmética da população (μ) e o desvio padrão da amostra (S), necessários para determinar as equações(19), (20), (21) e (22).

$$\beta = (6^{0,5} \cdot S) / \pi \quad (19)$$

onde β é um parâmetro adimensional e S corresponde ao desvio-padrão da amostra.

$$\alpha = \mu - 0,577 \cdot \beta \quad (20)$$

onde α é um parâmetro adimensional e μ corresponde a média aritmética da população em mm.

$$F = 1 - 1/Tr \quad (21)$$

onde F é a frequência e Tr é o período de retorno em anos.

$$P = [-\text{Ln}(\text{Ln}(1/F))].\beta + \alpha \quad (22)$$

tal que P é a altura de precipitação em mm.

2.4.3 Intensidade de Chuva de Projeto

A intensidade pluviométrica corresponde à quantidade de precipitação que ocorre em uma unidade de tempo (mm/h ou mm/min), para uma chuva com uma dada frequência e com uma duração igual ao tempo de concentração. De acordo com a SUDERHSA (2002), em Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba, as chuvas de projeto são determinadas a partir das relações intensidade-duração-frequência (IDF). Uma vez que as curvas IDF fornecem a intensidade de precipitação, é possível obter uma altura de precipitação pela multiplicação da intensidade pelo tempo de duração correspondente a tormenta analisada.

As chuvas intensas são caracterizadas pelas variáveis duração, intensidade e a frequência de ocorrência. Através da equação intensidade-duração-frequência (IDF), dada pelas Fórmulas (23) e (24), é possível representar essas três variáveis juntas de forma a estimar um valor para intensidade, fixando-se o período de retorno e o tempo de duração.

$$i = \frac{C}{(t + t_o)^n} \quad (23)$$

$$C = A \cdot Tr^m \quad (24)$$

onde:

i é a intensidade da chuva em mm/h;

Tr é o período de retorno em anos;

t é a duração da chuva em minutos;

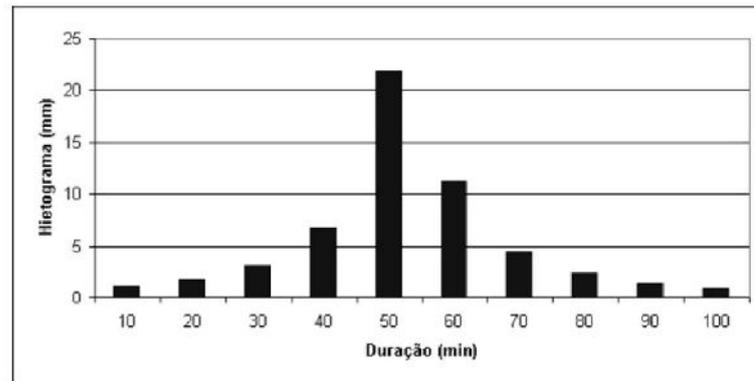
t_o, n, m e A são parâmetros estimados com base nos dados locais.

O parâmetro t_o é uma constante a ser obtida pelo método tentativa-erro, a qual, somada às durações, lineariza a relação entre i e $(t + t_o)$ em coordenadas logarítmicas. Os valores de C e n podem ser determinados pelo Método dos Mínimos Quadrados para cada período de retorno, que tem por objetivo ajustar a curva prevendo valores para os anos posteriores (AGUIAR; JUNIOR, 2015). A partir dos valores de C definidos, é possível determinar também pelo Método dos Mínimos Quadrados, os valores de A e m .

2.4.4 Distribuição temporal

Distribuição temporal (ou hietograma) é compreendida como sendo a representação gráfica da intensidade da chuva ao longo de sua duração e, são utilizadas como entrada de dados para modelos de simulação chuva-vazão, para dimensionamento de obras hidráulicas (BEMFICA, 2000), conforme ilustra a Figura 7. Por possuir grande oscilação temporal durante um evento chuvoso, a precipitação não segue um padrão formal caracterizado. Para projetos de macrodrenagem, com áreas superiores a 2 km², é necessário considerar a variabilidade espacial e temporal da chuva (SUDERHSA, 2002).

Figura 7: Hietograma pelo método dos Blocos Alternados



Fonte: DAEE (2012).

A distribuição temporal dos volumes escoados atuará no volume infiltrado e a forma do hidrograma de escoamento superficial. Existe grande variação dos hietogramas para precipitações de mesma duração, e isto se dá pela complexidade de fenômenos físicos, mas é possível notar algumas tendências que, para tormentas menores que 30 minutos, o hietograma é caracterizado por grandes intensidades no início. Para chuvas menores que 10 horas, o hietograma é disposto por intensidade maiores nas primeiras 5 horas e chuvas acima de 10 horas, o hietograma possui uma forma mais uniforme.

A utilização de distintos métodos difere entre si, proporcionando valores diferentes para o hietograma. Por exemplo, o Método Racional reconhece a chuva de projeto com intensidade constante durante toda a duração, na qual é obtida da curva IDF. No caso dos métodos fundamentados em hidrogramas unitários, é considerada a precipitação variável no tempo, sendo esses os mais conceituados. Esses métodos têm por finalidade obter, para valores de períodos de retorno determinados, alturas de precipitação em intervalos de tempo discretos e iguais, sendo que a soma desses intervalos corresponde à duração crítica. Para hietogramas com duração total de 2 horas, recomenda-se adotar intervalos de 5 a 10 minutos se, acima de 2 horas, intervalos entre 10 e 20 minutos.

Para determinação do hietograma de macrodrenagem podem ser utilizados diversos métodos de forma a caracterizar a distribuição temporal. Dois métodos recomendados pelo Departamento de Água e Esgoto de Curitiba são o Método dos Blocos Alternados, e, o Método *Huff*.

2.4.4.1 Método dos Blocos Alternados

Segundo o DEP (2005), este é um método de solução simples e indica uma condição crítica, sendo que, a partir das relações IDF é possível determinar a distribuição temporal. Esse método sugere a distribuição totais de chuva em intervalos de tempo compreendidos na duração total.

Assim, com os acréscimos totais acumulados de chuva, transformados em altura de precipitação, são obtidos os blocos e reestruturados numa sequência que no centro da duração da tormenta, encontra-se o maior valor e, posteriormente, em ordem decrescente, sendo alternado um à direita e outro à esquerda (ABREU, 2014).

Para exemplificação, segue a Tabela 7, em que a primeira coluna representa o tempo de duração da precipitação. A segunda possui as intensidades de acordo com uma equação de IDF, sendo multiplicado pelo tempo, dado na primeira coluna. Para determinar a precipitação acumulada (P_{acum}), multiplica-se a primeira coluna pela segunda e divide-se por 60. A quarta coluna é o hietograma completamente adiantado, obtido pela desacumulação da terceira coluna. E a última coluna representa o hietograma final resultante da ordenação alternada.

Tabela 7: Hietograma de $t_d=120$ min e $T_r=5$ anos – Método dos Blocos Alternados

Tempo min	i mm/h	P_{acum} mm	P_{desac} mm	Ordem decrescente	Ordem alternada	P_{rearr} mm
1ª coluna	2ª coluna	3ª coluna	4ª coluna	4ª coluna	5ª coluna	6ª coluna
5	152,08	12,67	12,67	1°	7°	2,93
10	130,76	21,79	9,12	2°	5°	4,3
15	114,66	28,67	6,88	3°	3°	6,88
20	102,08	34,03	5,36	4°	1°	12,67
25	91,98	38,33	4,3	5°	2°	9,12
30	86,69	41,85	3,52	6°	4°	5,36
35	76,76	44,78	2,93	7°	6°	3,52
40	70,89	47,26	2,48	8°	8°	2,48

Fonte: SUDERHSA (2002).

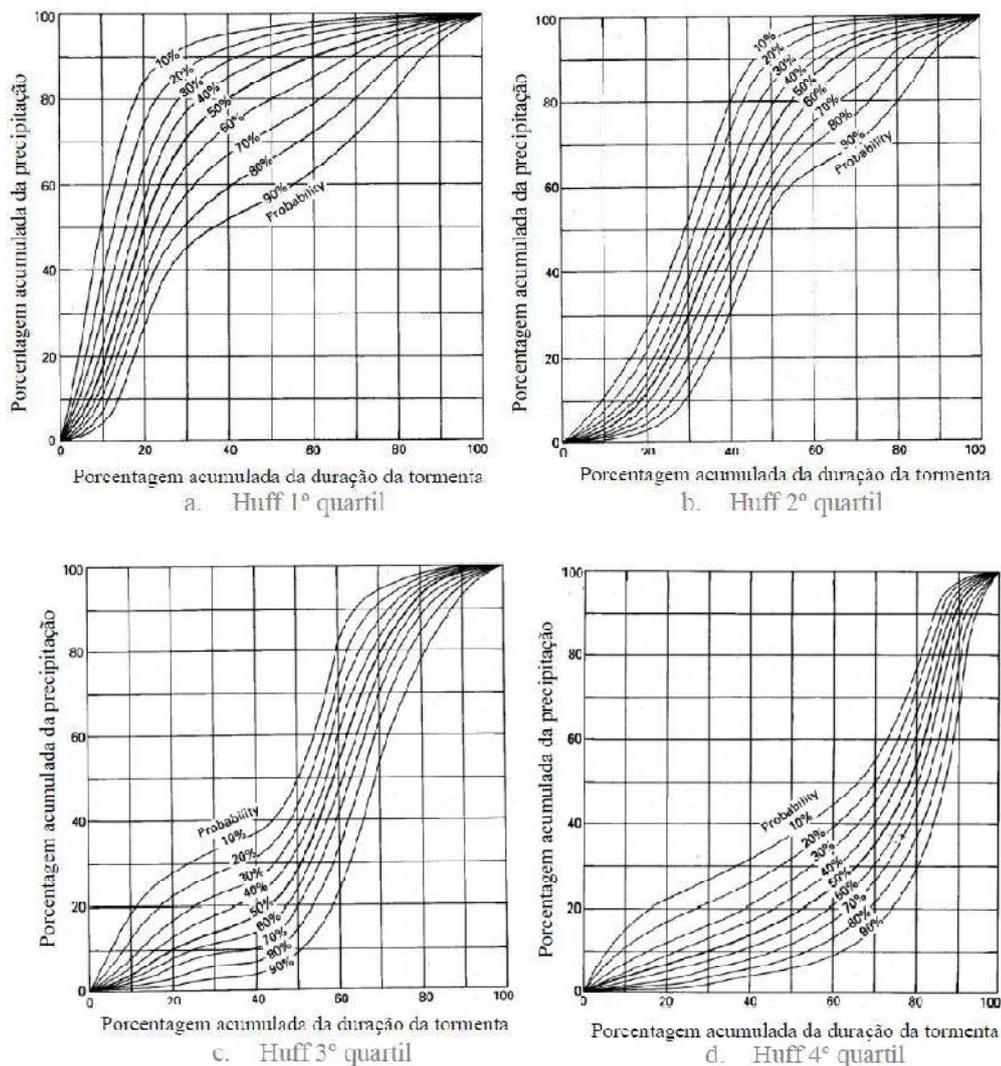
A disposição dos blocos no hietograma é arbitrária, produzindo diferentes configurações. No entanto, existem algumas regras empíricas de forma a obter valores mais elevados de picos. Uma das alternativas consiste em impor o bloco mais intenso entre 1/3 e 1/2 da duração da chuva, e o restante dos blocos será disposto alternadamente. Nesse tipo de método, quanto menor o tempo de duração, maiores serão os valores de intensidade de pico (CANHOLI, 2005).

2.4.4.2 Método de Huff

Para determinação do hietograma pelo método de *Huff*, são utilizados os gráficos na Figura 8, nos quais as tormentas foram classificadas em quatro grupos com durações divididas em quatro partes para cada tormenta, denominadas quartis. Desta forma, as chuvas foram classificadas e agrupadas de acordo com o quartil em que a tormenta mais intensa ocorreu. Realizou-se uma análise estatística, obtendo as curvas de distribuição temporal, associadas a uma probabilidade de ocorrência (TUCCI, 1995).

Assim, se o máximo da precipitação em cada um dos intervalos estiver no 1º intervalo, isso representa que o acontecimento pertence ao 1º quartil, igualmente para os demais. Caso o máximo ocorra em dois ou mais intervalos, esse evento vai pertencer ao quartil onde primeiro se verifica o máximo de precipitação.

Figura 8: Distribuição de *Huff* nos quatro quartis e probabilidades de ocorrência



Fonte: Adaptado de *Huff* (1967), apud Abreu (2013).

As chuvas intensas e de curta duração são as de maior interesse para os projetos de drenagem, e foram classificadas no primeiro quartil. Os dados observados na região metropolitana de São Paulo enquadram-se com boa relação à distribuição de *Huff* 1º quartil, com 50% de probabilidade de ocorrência, conforme Canholi, (2005) e Tucci (1995).

A Tabela 8 representa a relação entre a duração da chuva e o quartil que recebeu a maior intensidade de chuva. O 1º e 2º quartil é para durações de precipitação inferior a 12 horas analisando as vazões excedentes. Para durações entre 12 e 24 horas, adota-se o 3º quartil e acima de 24 horas, o 4º quartil.

Tabela 8: Relação entre a duração da chuva e o quartil que melhor representa o fenômeno

Duração da chuva	Quartil
$t_d < 12$ h	1º e 2º
12 h $< t_d < 24$ h	3º
$t_d > 24$ h	4º

Fonte: Canholi (2005).

De acordo com Tomaz (2002), o 1º pode ser utilizado para chuvas com durações inferiores a 6 horas e o 2º para chuvas entre 6 e 12 horas.

2.5 VAZÃO DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO

Vazão de pré-desenvolvimento pode ser entendida como a vazão que escoar pela superfície de uma dada região antes de ocorrer a urbanização da mesma. Segundo a SUDERHSA (2002) em Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba, para determinação da vazão de pré-desenvolvimento, considerando bacias com até 2 km² utiliza-se do Método Racional, pela equação a seguir (25):

$$Q = 2,788 \cdot C \cdot i \cdot A \quad (25)$$

Em que

Q = Vazão em l/s;

C = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

i = Intensidade pluviométrica em mm/h;

A = Área de drenagem em ha.

Esta equação pode ser representada pela vazão específica natural (29):

$$q_n = \frac{Q}{A} = 2,788 \cdot C \cdot i \quad (26)$$

Para o cálculo da vazão específica natural, adota-se o valor de 10 anos para período de retorno, independentemente do valor adotado no projeto e, tempo de concentração de 60 minutos de duração da precipitação.

O cálculo da vazão pré-desenvolvimento para uma determinada área é obtido pela multiplicação do valor da vazão específica natural pela área drenada em hectares, sendo dada pela Equação (30):

$$Q = q_n \cdot A \quad (27)$$

onde o resultado da vazão será dada em l/s.

2.6 VAZÃO DE PROJETO

Para determinação da vazão da bacia hidrográfica existem atualmente vários métodos, os quais dependem de algumas características intrínsecas à bacia analisada. Os mais utilizados para bacias menores e iguais à 3 km² corresponde ao Método Racional e acima de 3 Km² métodos de Hidrograma Unitário.

2.6.1 Vazão de projeto para microdrenagem – Método Racional

O método racional, também é muito utilizado para determinação da vazão máxima de projetos onde as bacias são menores que 3 km², segundo Porto (1993) citado por Tomaz (2002). Esse método estabelece a relação entre a precipitação e o escoamento superficial e que a vazão de pico ocorre quando toda a bacia está contribuindo. Considera-se também que a precipitação ocorra com intensidade constante e distribuição uniforme. Com isso, não são analisados o volume da cheia da bacia e a distribuição temporal das vazões. A Equação (28) representa o método racional.

$$Q = 0.278 \cdot C \cdot i_{m\acute{a}x} \cdot A \quad (28)$$

onde:

Q = Vazão de escoamento superficial em m^3/s ;

C = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

i = intensidade pluviométrica máxima em mm/h;

A = área de drenagem em km^2 .

Os valores do coeficiente de escoamento para o método racional dependem das características do solo, cobertura, tipo de ocupação, tempo de retorno e intensidade de precipitação. Os valores utilizados pelo SUDERHSA (2002) em Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba são apresentados na Tabela 9, considerando que não existe variação no coeficiente de acordo com o tempo de retorno adotado, bem como a intensidade de precipitação, já que é um dos princípios do método. E deverá ser adotado um valor único para toda a bacia de forma que melhor represente as características.

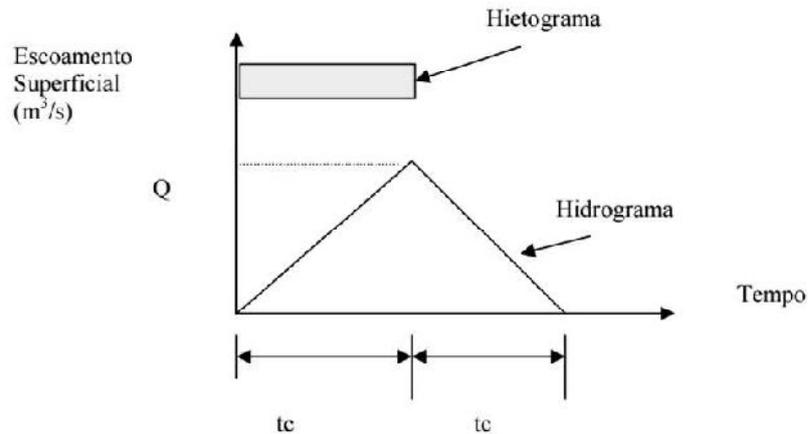
Tabela 9: Valores de coeficiente de escoamento (C) para superfícies urbanas.

Tipo de Superfície	Valor	
	recomendado	Faixa de variação
Concreto, asfalto e telhado	0,95	0,90 - 0,95
Paralelepípedo	0,70	0,58 - 0,81
Blockets	0,78	0,70 - 0,89
Concreto e asfalto poroso	0,03	0,02 - 0,05
Solo compactado	0,66	0,59 - 0,79
Matas, parques e campos de esporte	0,10	0,05 - 0,20
Gramma solo arenoso	0,00	0,08 - 0,18
Gramma solo argiloso	0,20	0,15 - 0,30

Fonte: SUDERHSA (2002).

Adota-se o tempo de concentração como sendo a duração da precipitação máxima de projeto e, uma vez que a bacia é pequena, admite-se essa condição. Sugere-se que o tempo de duração mínimo corresponda a 10 minutos. O hidrograma da Figura 9 representa o gráfico obtido pelo Método Racional.

Figura 9: Representação do hidrograma do Método Racional.



Fonte: Tomaz (2002).

2.6.2 Vazão de projeto para macrodrenagem – Hidrograma Unitário do “Soil Conservation Service”

A vazão de projeto pode ser obtida pela transformação da precipitação em vazão. Segundo o SCS (1975), citado pelo DEP (2005) em Manual de Drenagem de Porto Alegre. Este modelo faz separação do escoamento com base na Equação (29) a seguir:

$$Pe = \frac{(P-0,2.S)^2}{P+0,8.S} \quad (29)$$

onde:

$P > 0,2S$, caso $P \leq 0,2S$, $P_{ef} = 0$;

Pe = Precipitação efetiva em mm;

P = Precipitação em mm;

S = Capacidade de infiltração do solo em mm.

O valor de S é função do tipo e uso do solo e das condições antecedentes de umidade, descrito pela Equação (30):

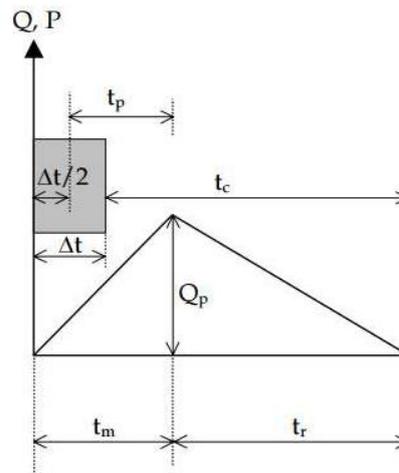
$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (30)$$

Onde CN é a curva de deflúvio, o qual é estimado com base no tipo de solo e características

da cobertura, características estimadas na Tabela 10 e Tabela 11.

Este método baseia-se na área do triângulo ser igual ao volume precipitado, ou seja, determina a descarga de uma bacia hidrográfica através do hidrograma triangular composto, indicado na Figura 10, que é o resultado da somatória das ordenadas de histogramas unitários simples, para cada intervalo de tempo. (RIO-ÁGUAS, 2010)

Figura 10: Hidrograma triangular do SCS.



Fonte: DEP(2005).

Desta forma, tem-se a Equação (31),

$$\frac{Q_p \cdot t_m}{2} + \frac{Q_p \cdot t_r}{2} = Q \quad (31)$$

A partir da Equação (31), é possível a determinação da vazão de pico dos hidrogramas unitários, utilizando a Equação(32):

$$Q_p = \frac{2,08 \cdot A}{t_m} \quad (32)$$

onde:

Q_p = Vazão de pico do hidrograma unitário, em m^3/s ;

Pe = Excesso de chuva em mm;

A = Área da bacia hidrográfica em km^2 ;

t_r = Tempo de duração da chuva efetiva em horas;

t_m = Tempo de ascensão do hidrograma unitário em horas.

Cálculo do tempo de máxima vazão (de pico) dos hidrogramas unitários pode ser dado pela Equação (33):

$$t_m = \frac{\Delta t}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad (33)$$

onde:

t'_p = Tempo de ascensão em horas;

Δt = Tempo de duração da chuva em horas;

t_c = Tempo de concentração em horas.

Para bacias maiores que 8 km², determina-se primeiro o valor do tempo de concentração pelos métodos citados anteriormente e, posteriormente, adota-se o valor de t_p pela Equação (34):

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \quad (34)$$

2.6.2.1 Número da curva de *runoff* (CN) ou número de deflúvio

As curvas *CN* representam a combinação empírica do complexo solo-vegetação e servem na formação da precipitação efetiva a ser adotada para cálculo de vazões através dos métodos Hidrograma Unitário e Hidrograma Triangular Sintético.

A Tabela 10 e Tabela 11 representam os valores do número *CN* para bacias rurais e urbanas, respectivamente. Dependendo da situação do solo, caso esteja seco ou muito úmido, os valores poderão ser corrigidos posteriormente.

Tabela 10: Valores dos números *CN* da curva de *runoff* para bacias rurais.

Uso do solo	Superfície do solo	Grupo do solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobre	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
Pastagens	Boas	39	61	74	80
	Pobres, em curvas de nível	57	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
Campos permanentes	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
Chácaras Estradas de terra	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
	Normais	56	75	86	81
	Más	72	85	87	89
Florestas	De superfície dura	74	84	90	92
	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, de alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Fonte: Tucci (2000).

Tabela 11: Valores de *CN* para bacias urbanas e suburbanas.

Utilização ou cobertura do solo	Grupo do solo			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Florestas: cobertura boa	25	55	70	77
Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Com relva de 50% a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas residenciais				
Lotes de (m ²)	% média impermeável			
< 500	65	77	85	90
1000	38	61	75	83
1300	30	57	72	81
2000	25	54	70	80
4000	20	61	68	79
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	79	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Fonte: Tucci (2000).

Os grupos hidrológicos dos solos citados anteriormente encontram-se na Tabela 12 a seguir.

Tabela 12: Grupo de solos e características dos solos.

Grupo do solo	Características do solo
A	Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (Porto, 1979 e 1995). Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila (Tucci et al, 1993).
B	Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse 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 (Porto, 1979 e 1995) Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média (Tucci et al, 1993).
C	Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 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 (Porto, 1979 e 1995). Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo (Tucci et al, 1993).
D	Solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados (Porto, 1979 e 1995). Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial (Tucci et al, 1993).

Fonte: Tucci (2000).

São características importantes de serem analisadas as condições antecedentes do solo para ser possível realizar a correção do número *CN*. Em condições normais, considera-se a condição II, a condição úmida corresponde a III e a seca é considerada I, conforme a Tabela 13.

Tabela 13: Condições do solo

Condição do solo	Situação do solo
I	Solo seco
II	Condições médias do solo. É a condição normal das tabelas do número <i>CN</i>
III	Solo úmido. Ocorreram precipitações nos últimos cinco dias. O solo está saturado

Fonte: McCuen (1998).

De acordo com Tomaz (2002), a Tabela 14 corresponde os limites de cinco dias de chuva antecedente em relação ao período latente e ao período de crescimento da vegetação, para facilitar a classificação das condições do solo.

Tabela 14: Limites de 5 dias de chuva antecedente em relação ao período latente e período de crescimento

Condição do solo	Chuva antecedente de 5 dias em milímetros	
	Período latente	Período de crescimento
I	< 12,7 mm	< 35,56 mm
II	12,7 mm a 27,94 mm	35,56 mm a 53,34 mm
III	> 27,94 mm	> 53,34 mm

Fonte: McCuen (1998).

A partir das Tabela 10 e Tabela 11, encontram-se as curvas *CN* para a Condição II, mas dependendo do antecedente do solo, sendo este seco ou úmido, deverão ser feitas as correções, conforme a Tabela 15.

Tabela 15: Ajustamento do número *CN* da condição normal II para condição I e III

Condição normal II do número <i>CN</i>	Número <i>CN</i> correspondente para a devida Condição	
	Condição I	Condição III
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

Fonte: McCuen (1998).

Para quantificar o número da curva é comum recorrer-se à classificação hidrológica dos solos. A Tabela 12 representa a classificação do tipo de solo pelo *Soil Conservation Service*. Porém, para bacias reduzidas, em que há um rigor na caracterização de solos, é preferível proceder à observação da bacia, em função do tipo hidrológico do solo e da utilização ou cobertura deste,

utilizando as indicações da Tabela 10 para bacias rurais e a Tabela 11 para bacias urbanas e suburbanas.

A partir desse conceito, o número de escoamento será igual à média ponderada dos números de escoamentos correspondentes às várias zonas em que pode subdividir a bacia, de acordo com a Equação (33).

$$CN = \frac{\sum CN_i \cdot A_i}{A_t} \quad (35)$$

onde CN_i representa o número da curva para área “i” analisada, A_i corresponde à uma fração da área da bacia e A_t é o valor da área total.

Para determinação da classe do solo é necessário obter imagens com qualidade da região a ser analisada e, posteriormente, com auxílio de programas computacionais, realizar um reconhecimento dessa imagem e, por último, determinar a média ponderada das áreas em função dos seus respectivos Números da Curva.

2.6.3 Coeficiente de rugosidade de Manning

A rugosidade de Manning influencia diretamente na capacidade de vazão de uma dada seção, uma vez que um valor excessivo pode-se tornar anti-econômico o projeto e resulta na determinação incorreta do tubo, enquanto, um valor baixo pode acarretar num tubo hidráulicamente inadequado (ABTC, 2004).

Geralmente, os coeficientes de rugosidade de Manning são tabelados. Para cada tipo de superfície, obtêm-se valores diferentes, os quais são expressos na Tabela 16.

Tabela 16: Valores dos coeficientes de Manning para superfícies

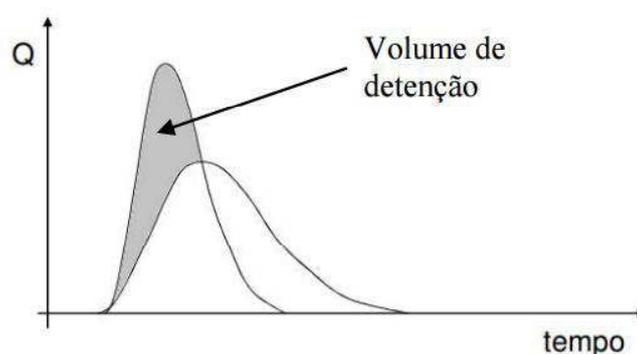
Superfície	Coeficiente de Manning
Plástico, vidro	0,009
Terra sem cultura	0,01
Areia	0,01
Superfície cascalhada ou pedregulho	0,012
Concreto liso	0,011
Asfalto	0,012
Terreno argiloso	0,012
Revestimento comum do concreto	0,013
Madeira boa	0,014
Tijolos assentados com cimento	0,014
Madeira não aplainada	0,014
Argila vitrificada	0,015
Ferro fundido	0,015
Terra lisa	0,018
Tubos de metal corrugado	0,023
Superfície emborrachada	0,024
Terra cultivada sem resíduo	0,09
Terra cultivada com resíduo	0,19
Gramma curta	0,15
Gramma densa	0,4
Gramma do tipo bermuda	0,41
Solo sem vegetação	0,2
Solo com pouca vegetação rasteira	0,4
Solo com muita vegetação rasteira	0,8
Pastagem	0,13

Fonte: McCuen (1998).

2.7 Reservatório de detenção

Segundo Urbonas e Staher (1993), os reservatórios de detenção (ou bacias de detenção) são estruturas projetadas para armazenar temporariamente as águas de chuva, de forma a amortecer os picos de enchente durante um evento chuvoso e retardar o escoamento superficial, aliviando a rede de drenagem, como indicado na Figura 11.

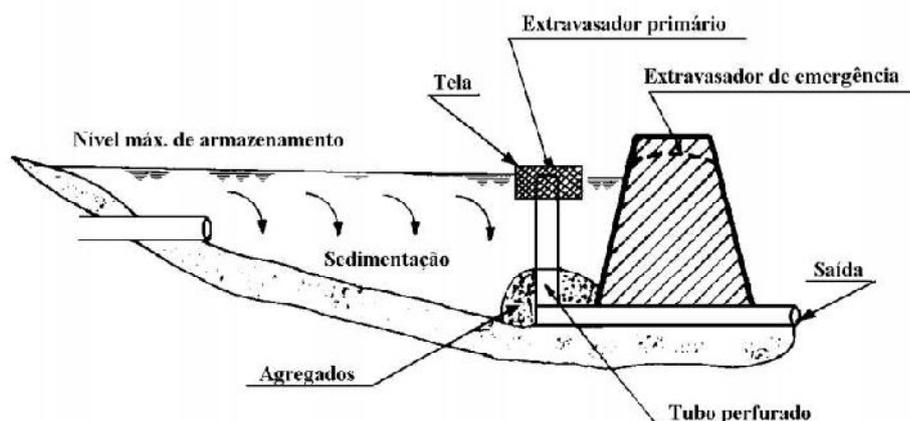
Figura 11: Representação do volume de detenção de reservatórios



Fonte: Tomaz (2002)

Outra característica destes reservatórios é que proporcionam a captação de sedimentos e detritos e podem recuperar a qualidade das águas dos córregos e rios urbanos bem como recarga de aquíferos. De acordo com Nakazone (2005), os reservatórios “são compostos por uma estrutura de entrada, corpo de armazenamento, estrutura de descarga e dispositivo de extravasão”, como ilustra a Figura 12.

Figura 12: Reservatório de detenção



Fonte: Tucci (1999), modificado.

Devido à expansão dos centros urbanos e consequentemente a impermeabilização do solo, os canais de drenagem passam a trabalhar em capacidade máxima, daí faz-se necessário a adoção de outros métodos para amenizar as enchentes. É importante ressaltar que a ampliação dos canais pode gerar grandes transtornos para a população e transferem o problema para jusante,

o que não se torna eficaz. Portanto, uma alternativa de controle estrutural seria a construção de reservatórios de detenção.

Atualmente, um dos empecilhos para construção de bacias de detenção se deve ao fato de não existirem locais para implantação das mesmas. Outra desvantagem está associada aos custos de manutenção e a ocorrência de proliferação de vetores transmissores de doenças, devido ao acúmulo de sedimentos, caso não haja uma constante limpeza desses lugares. A fim de mitigar a rejeição circunvizinha, é interessante criar projetos com intuito de gerar lugares úteis como exemplos de estacionamentos, áreas verdes e de lazer, Figura 13, providas de *playgrounds*, campos de futebol, pistas de caminhadas, dentre outros.

Figura 13: Reservatório de detenção aberto como área de lazer.



Fonte: Soluções para cidades (2013).

É recomendado, para melhor desempenho de controle de cheias, dispositivos extravasores de emergência, de forma a regular a vazão de saída para escoamento da vazão superior à dimensionada. Outro aspecto importante é propiciar acessos para equipamentos de limpeza. A construção dos mesmos pode ocorrer ao longo do rio, denominados também de reservatórios em linha (“*on-line*”) ou fora de linha (“*off-line*”), executados fora do curso do canal fluvial (RAIMUNDO, 2007).

2.8 Parâmetros de projeto para bacias de detenção

Segundo a Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH, 2013), para a elaboração do projeto de reservatórios de detenção, faz-se necessária a análise dos seguintes parâmetros:

- Área da bacia de contribuição: deverá ser uma área maior que 20.000 m², a qual será responsável por direcionar as águas pluviais para o reservatório. Caso seja uma área inferior a 2 ha (20.000 m²), as medidas de escoamento já são classificadas como de controle na fonte;
- Nível do lençol freático: depende da profundidade onde se encontra, uma vez que é necessária a adoção de fundo impermeável para nível acima de 1 metro de profundidade, caso contrário, é possível a implantação de dispositivos de infiltração;
- Risco de contaminação de aquífero: em casos onde o reservatório de detenção seja instalado em um local de recarga de aquífero, é necessário impermeabilizar essa área devido a esgoto e poluentes de origem difusa que as águas pluviais carregam;
- Local de descarga: análise de possíveis cursos de água ou rede de drenagem nas proximidades para efetuar a descarga dos volumes armazenados;
- Presença de instalações subterrâneas: algumas limitações para implantação dos reservatórios podem ocorrer devido à presença de instalações subterrâneas como rede de água, telefone, esgoto, etc.;
- Afluência poluída: em algumas regiões de contribuição existem altas concentrações de esgoto e carga difusa de poluentes, nesta situação, faz-se necessário que o reservatório encaminhe a primeira água de chuva para uma estação de tratamento, reduzindo o impacto sobre o corpo hídrico receptor.

2.9 Pré-dimensionamento de reservatórios de detenção

Como a finalidade dos reservatórios é controlar as vazões de pico, é importante obter os dados da bacia de contribuição, características da precipitação local e o uso e ocupação do solo. A partir destes dados, o dimensionamento da bacia deverá possibilitar um volume de saída correspondente aos valores de pré-urbanização, amortecendo as vazões de pico de pós-urbanização. Em função disso, os períodos de retornos típicos utilizados para o cálculo são de 5, 10, 25, 50 e 100 anos, sendo que o mais aconselhável seria de 100 anos, pois considera a

situação mais crítica. Com os diversos períodos de retorno existem múltiplas estruturas de saída da água de forma a controlar adequadamente todas as vazões de pico (SILVA, 2009).

O dimensionamento do reservatório de detenção envolve três etapas em que a primeira é a disposição espacial do reservatório, como citado anteriormente, sendo “*on-line*” ou “*off-line*”, posteriormente a determinação do volume e por último, o dimensionamento dos dispositivos de saída.

Para determinação dos volumes, existem os modelos simplificados, utilizados para áreas pequenas e os modelos de amortecimento, para os demais casos. A diferença entre esses dois modelos é que o primeiro usa poucas informações, como o tempo de pico e/ou concentração dos hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento, já os modelos de amortecimentos consideram os volumes resultantes de entrada e saída dos hidrogramas, em que o dispositivo de saída regula o volume detido.

Para determinação do volume e dimensionamento dos dispositivos de saída, é necessário realizar a verificação da propagação de vazões e, por último, verificar as relações entre os picos de descargas de pré e pós-desenvolvimento.

2.9.1 Propagação de vazões - *Routing*

Segundo Chin (2000 p. 387) apud Tomaz (2002), “*routing* é um processo que determina as variações das vazões de um curso hídrico no espaço e no tempo.” Para reservatórios de detenção, indica-se o método de armazenamento (ou método modificado de Pulz). Para os demais casos de canais, pode ser adotado o Método de Muskingum (CHIN, 2000 apud TOMAZ, 2002) em que esse método permite a translação ou amortecimento dos hidrograma nos canais de forma simplificada. O método está bem detalhado em CANHOLI (2005).

2.10 Modelo de cálculo hidráulico e hidrológico

O HEC-HMS (*Hydrologic Modeling System – Hydrologic Engineering Center of US Army Corps of Engineers*) é um programa livre que possibilita a determinação do hidrograma produzido por uma bacia hidrográfica a partir de dados da bacia e de precipitação.

O HEC-HMS compreende que uma bacia é interligada por um grupo de áreas e os parâmetros hidrológicos podem ser tomados como uma média dentro de cada área. As fases de trabalho do programa podem ser definidas em quatro grandes áreas sendo a primeira relacionada com a determinação da precipitação efetiva, seguido pela transformação do escoamento superficial direto, posteriormente, distinção entre escoamento direto e básico e por último realiza o *Routing*.

É possível estabelecer diversas sub-bacias em um mesmo projeto, e o HEC-HMS realiza os cálculos das etapas A, B e C para cada uma. A última etapa, D, simula a evolução do hidrograma de saída de uma sub-bacia circulando por outra distinta, uma vez que são criados pontos de conexão entre duas sub-bacias. E o resultado gera o hidrograma para cada sub-bacia e também para a bacia como um todo.

A etapa A se divide em três aspectos referentes às perdas que ocorrem na precipitação. São elas:

- A1. *Canopy*: considera as perdas retidas devido à vegetação, que posteriormente serão evaporadas;
- A2. *Surface Storage*: água que pode ficar retida nas depressões da superfície, infiltrando ou evaporando posteriormente;
- A3. *Loss*: infiltração da água no solo. Geralmente, os itens anteriores não são definidos, e no HMS são aspectos desativados, daí se calcula que parte das precipitações se infiltra no solo e o restante é considerado como chuva efetiva, usada para calcular a fase B. Um dos métodos comumente usado é através do Número da Curva (CN) do SCS.

A etapa B compreende o método de transformação de precipitação em escoamento direto tendo como algumas opções o Método do Hidrograma Unitário de Clark, Método da Onda Cinemática e o Hidrograma Unitário do SCS. A etapa C se refere ao modo de adicionar escoamento de base ao hidrograma resultante antes da inundação.

Outra parte do programa se refere ao modelo meteorológico que utiliza dados de precipitações de cada sub-bacia. Quando existem informações de apenas um pluviômetro, esse será

aplicado a toda bacia. É possível também determinar a distribuição média caso possua as coordenadas do local do pluviômetro.

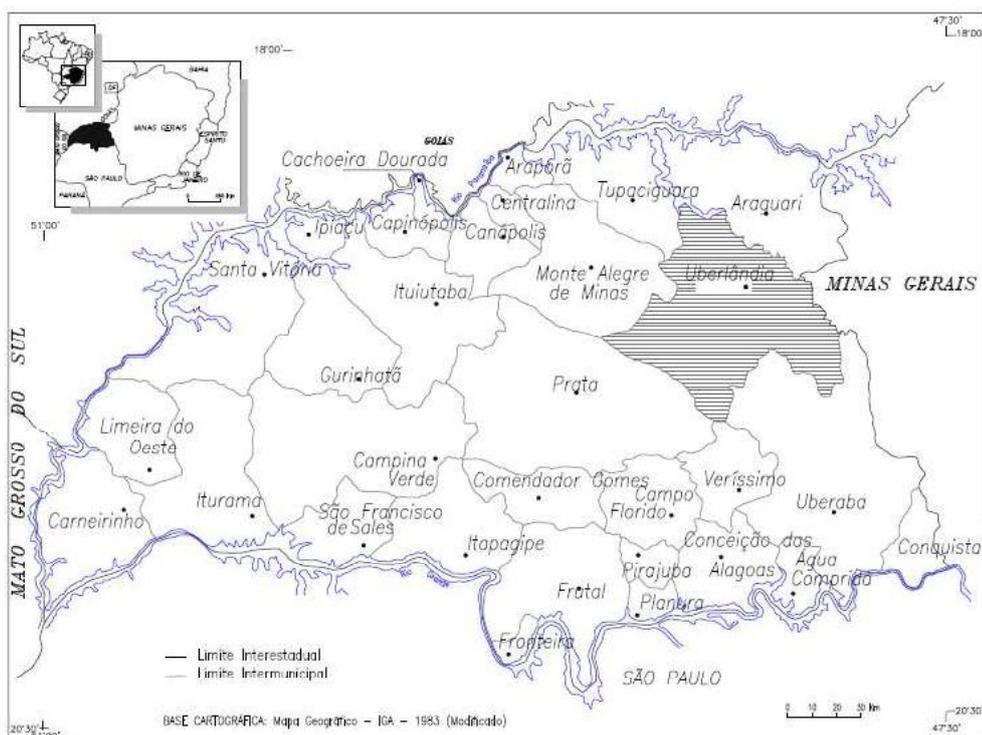
CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

3.1 Localização e características do município de Uberlândia – MG

O município de Uberlândia está localizado na Mesorregião do Triângulo Mineiro, no Estado de Minas Gerais, região Sudeste do Brasil. As coordenadas geográficas, com marco de referência no Centro Administrativo Virgílio Galassi, é dado pela latitude $18^{\circ} 56' 38''$ e longitude $48^{\circ} 18' 39''$ e altitude 863 metros. Possui clima tropical semi-úmido de forma que, no inverno caracteriza-se por um tempo seco e no verão é quente e chuvoso. (UBERLÂNDIA, 2015).

Figura 14: Figura do mapa de localização de Uberlândia-MG



Fonte: Adaptado de Nishiyama (1998).

De acordo com o IBGE (2010), a população da cidade de Uberlândia é de 604.013 habitantes, e a estimada para 2015 seria de 662.362 habitantes. A área de unidade territorial é de 4.115,09 km² com densidade demográfica de 146,78 hab/km². A área urbana compreende 219 km² e a área rural possui 3.896,09 km². É possível observar que o crescimento demográfico de Uberlândia, expresso na Tabela 17, indica um aumento considerável entre os anos de 1950 a 1991, passando de 65,11% para 97,58% a população urbana.

Tabela 17: Crescimento demográfico de Uberlândia-MG

População	1950	1960	1970	1980	1991	2000	2010
Urbana	35799	71717	111466	231598	358165	487887	587266
(%)	65,11	81,24	89,38	96,11	97,58	97,56	97,23
Rural	19185	16565	13240	9363	8896	12208	16747
(%)	34,89	18,76	10,62	3,89	2,42	2,44	2,77
Total	54984	88282	124706	240961	367061	500095	604013

Fonte: IBGE.

E devido a diversos fatores ligados ao avançado do crescimento urbano, Uberlândia possui um histórico frequente de inundações em proporções significativas. A Avenida Governador Rondon Pacheco foi construída sobre o Córrego São Pedro e é uma das vias principais da cidade. Esse é um ponto comumente inundado e apresenta ocupação predominantemente urbanizada.

Uma chuva intensa, em Uberlândia, ocorrida dia 29 de maio de 2013, causou diversos danos às propriedades. Segundo o Laboratório de Climatologia e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), foi registrado durante o dia, aproximadamente, 120 milímetros de chuva, sendo distribuídos em 65 mm pela manhã e 55 mm à tarde. A Figura 15 representa, de forma esquemática, a localização das inundações e alguns prejuízos causados por essa tormenta. É possível observar que a lâmina de água atinge, aproximadamente, 80 centímetros de altura em alguns pontos mais críticos.

Figura 15: Esquema de localização das inundações na bacia do Córrego São Pedro

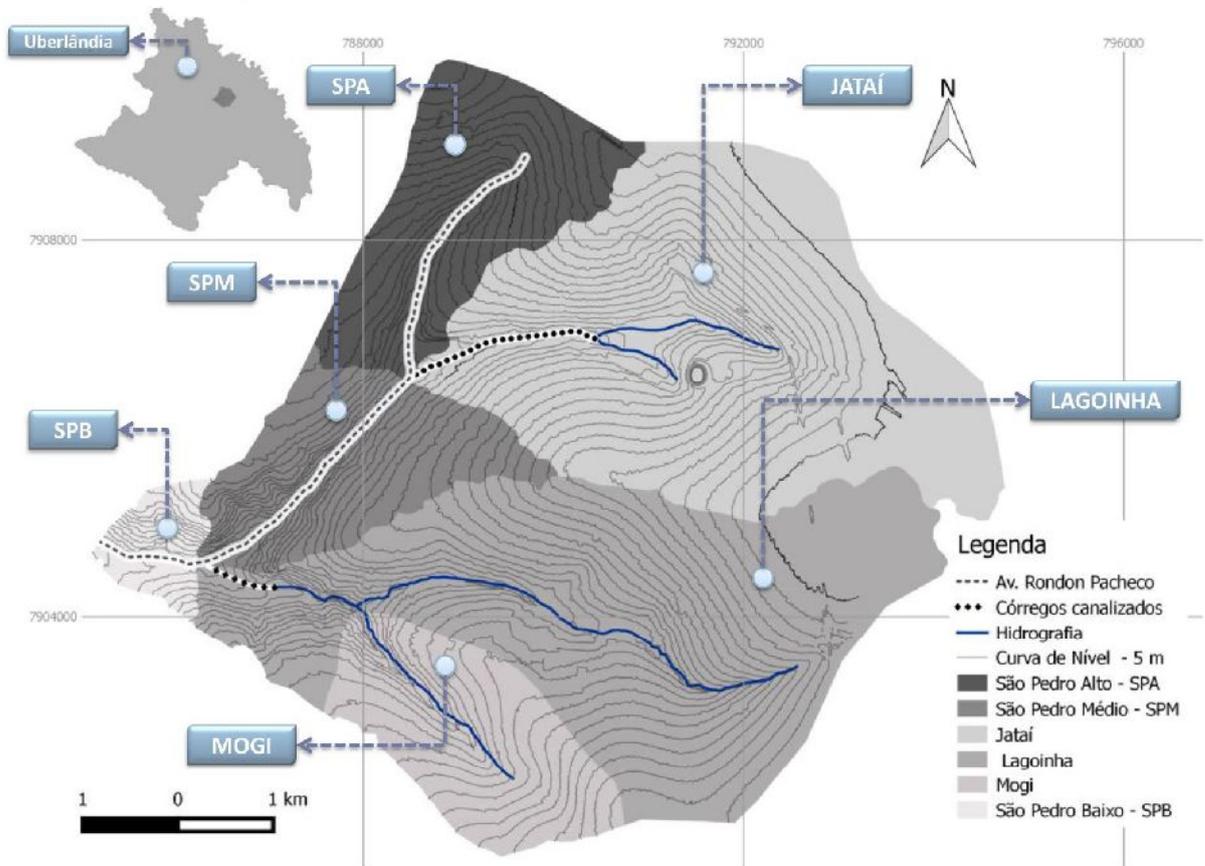


Fonte: A autora.

3.2 Características da bacia hidrográfica São Pedro

A bacia hidrográfica do Córrego São Pedro está localizada no município de Uberlândia-MG, e possui uma área de aproximadamente 46,8670 km², com perímetro de 28,83 km. É composta pelas sub-bacias do Córrego Jataí, Córrego Lagoinha e Mogi. O córrego São Pedro encontra-se, atualmente, canalizado em todo o percurso da Avenida Governador Rondon Pacheco. A Figura 16 representa o mapa de localização para a bacia hidrográfica São Pedro, onde é possível observar a Avenida Rondon Pacheco e os principais afluentes da bacia.

Figura 16: Figura do mapa de localização das sub-bacias hidrográficas do Córrego São Pedro



Fonte: A autora.

As áreas de cada sub-bacia são expressas na Tabela 18, a seguir. É importante ressaltar que as sub-bacias aqui denominadas como São Pedro Alto (SPA), Médio (SPM) e Baixo (SPB), foram classificadas desta forma com o objetivo de facilitar o entendimento ao desenvolver do trabalho.

Tabela 18: Áreas das sub-bacias

Áreas das sub-bacias	Valor	
Jataí	15,5305	km ²
Lagoinha	15,5846	km ²
Mogi	4,5442	km ²
São Pedro Alto (SPA)	5,4661	km ²
São Pedro Médio (SPM)	4,6262	km ²
São Pedro Baixo (SPB)	1,1154	km ²
Total	46,8670	km ²

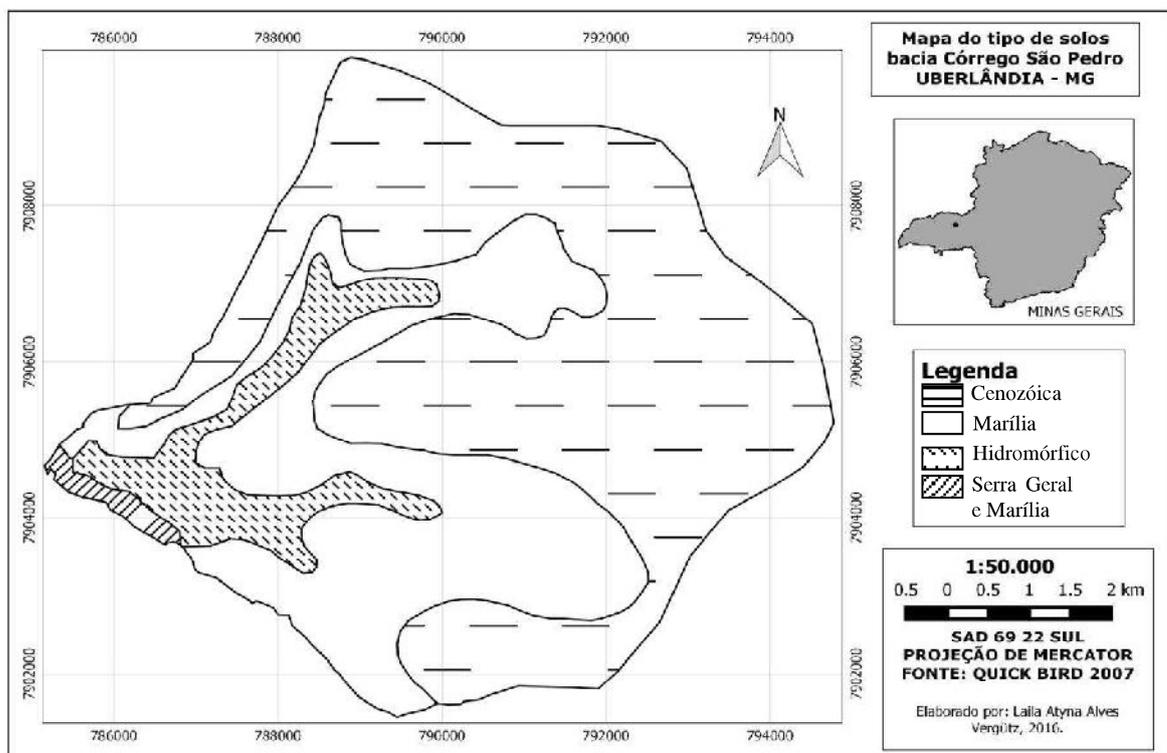
Fonte: A autora.

3.3 Tipos de solo

Para a bacia hidrográfica São Pedro, segundo Nishiyama (1998), e de acordo com a Figura 17,

a cobertura cenozóica abrange uma área de 27,33 km², e possui índices de argila entre 30 e 68% e areia de 10 a 49%, sendo considerado como solos do tipo D pela classificação do SCS. A formação de Marília ocupa uma área de 14,87 km² e pode ser classificada como solos do tipo C, pois são compostos por materiais inconsolidados com índices de 15 a 54,7% de argila e 25 a 78% de areia. Os solos hidromórficos, classificados como tipo B, presentes nessa região possuem 15 a 41% de argila e 45 a 75% de areia, ocupando uma área de aproximadamente 4,18 km². A última classificação é formada pela Serra Geral e Marília, com 12% de argila e 45 de areia, solo tipo B.

Figura 17: Tipos de solo bacia São Pedro



Fonte: Adaptado de Nishiyama, 1998.

3.4 HEC-HMS

A escolha pelo software HEC-HMS foi fundamentada por diversos aspectos dentre eles a variedade de opções de métodos de cálculo, a existência de documentação técnica disponível e acessível de forma gratuita e devido a melhorias constantes do programa realizadas por especialistas da área. O modelo trabalha com a rede de fluxo através de nós e arcos, permitindo a modelação de diversos tipos de ligações.

Existem três módulos principais que constituem o modelo:

- Módulo da bacia – aspectos físicos referentes à bacia e modelagem hidrológica;
- Módulo Meteorológico – definição das chuvas que serão simuladas;
- Módulo de especificações de controle – define os períodos de simulações e discretização dos mesmos.

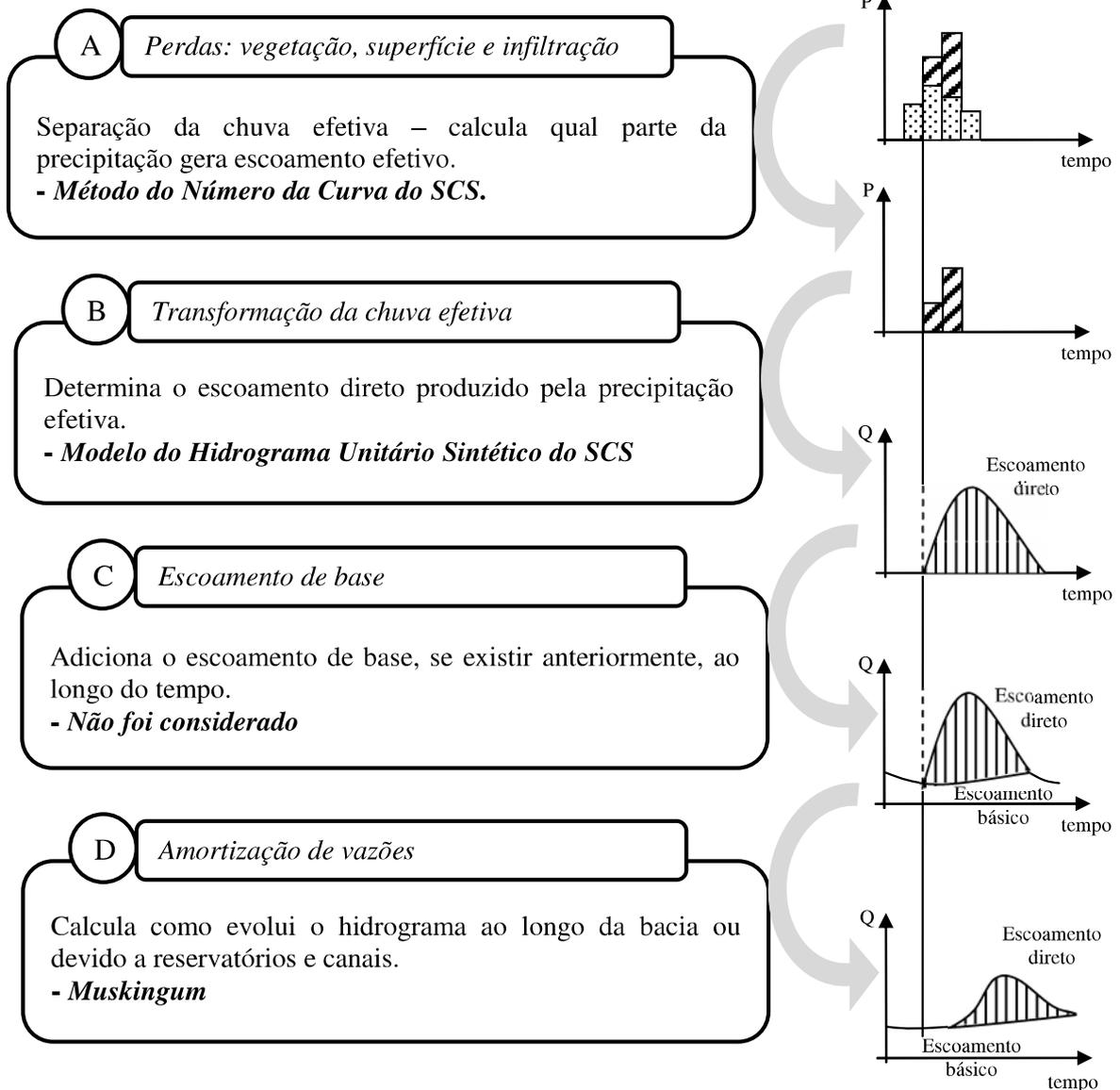
3.4.1 Módulo da bacia

A modelagem hidrológica adotada na presente pesquisa pode ser ilustrada na Figura 18. O modelo considera o método de perdas por infiltração como o Curva Número do SCS, de tal forma que foram determinados os valores do coeficiente adimensional CN para todas as sub-bacias necessárias. Já o método de transformação do excedente de precipitação em vazão foi dado pelo Modelo do Hidrograma Unitário do SCS, em que o HEC-HMS utiliza o “*lag-time*”, ou tempo de retardo, que compreende o tempo entre os centros de gravidade do hidrograma e do hidrograma estimando em 60% do tempo de concentração.

O tempo de concentração foi dado pela média aritmética entre o método cinemático do SCS e pelo método cinemático, uma vez que consideram as condições da cobertura superficial do solo. Para o período de retorno, de acordo com a Tabela 1, adotou-se o valor recorrência igual a 100 anos, uma vez que a implantação de reservatórios de detenção tem por objetivo controlar a inundação urbana, as quais podem gerar danos as propriedades e também a infraestrutura.

Para os trechos canalizados da Rondon Pacheco entre bacias, foi adotado o item *Reach Elements*, em que considera a entrada de um ou mais afluente e saída apenas de um efluente. O hidrograma de saída pode ser determinado por diversos métodos de simulação e deve-se adotar aquele que mais se assemelha com os parâmetros da bacia em análise. O método adotado para a presente pesquisa foi o de Muskingum que tem por objetivo a propagação de cheias em rios e canais com movimento não uniforme. Devido à falta de dados referentes ao canal, foram estimados os valores de K, considerando o tempo de trânsito entre a seção de entrada e saída e X variando de 0 a 0,5. Segundo Tomaz (2008), na ausência de dados, usa-se X entre 0,2 e 0,3. Para a presente pesquisa adotou-se 0,3 para todos os canais.

Figura 18: Modelo hidrológico adotado na pesquisa



Fonte: Modificado de Róman pela autora, 2015.

Para a bacia hidrográfica do Córrego São Pedro, foram utilizadas imagens do satélite QuickBird QBCP, na escala de 1:2000, com data de julho/2007, cedidas pela Prefeitura de Uberlândia. O primeiro passo foi mesclar todas as imagens através de um *software* de SIG e, posteriormente, recortou-se as regiões necessárias da bacia São Pedro e sub-bacias, para serem utilizadas em um programa de classificação da cobertura superficial do solo.

O MultiSpec é um *software* livre de análise de dados de imagens multispectrais. São funcionalidades do programa importar dados e exportar resultados, visualizar imagens multispectrais, criação de novas bandas, dentre outros. Uma função largamente utilizada para

pesquisas relacionadas à drenagem é a classificação do solo, em que é possível determinar as áreas de classes. Através das imagens da bacia, foi utilizado o MultiSpec e classificou-se a região em quatro classes:

- Solo exposto/gramíneas;
- Telhado;
- Asfalto;
- Árvores.

Para que os resultados gerados tenham qualidade, faz-se necessário obter uma quantidade suficiente de amostras para cada classe. A partir desse conceito, foram selecionadas regiões suficientes de forma a gerar resultados satisfatórios, e isso pode ser representado pelo valor da acurácia, em que, valores acima de 80% são considerados como boa precisão.

Depois de obtidos os dados das áreas em função da classificação foi realizada a média ponderada dos valores do Número da Curva, considerando a proporção do tipo hidrológico do solo para cada sub-bacia.

3.4.2 Módulo Metereológico

A precipitação é um dado hidrológico de entrada para a simulação. Na literatura internacional, existem pesquisas que buscam avaliar os impactos das mudanças climáticas para obras hidráulicas, e mostram que há uma tendência de eventos mais severos futuramente (DUCHESE; MAILHOT, 2009). Com isso, propõe-se que as equações IDF sejam constantemente atualizadas. Devido a isso, determinou-se a equação intensidade-duração-frequência para a cidade de Uberlândia a partir de dados coletados pelo Instituto de Geografia da Universidade Federal de Uberlândia.

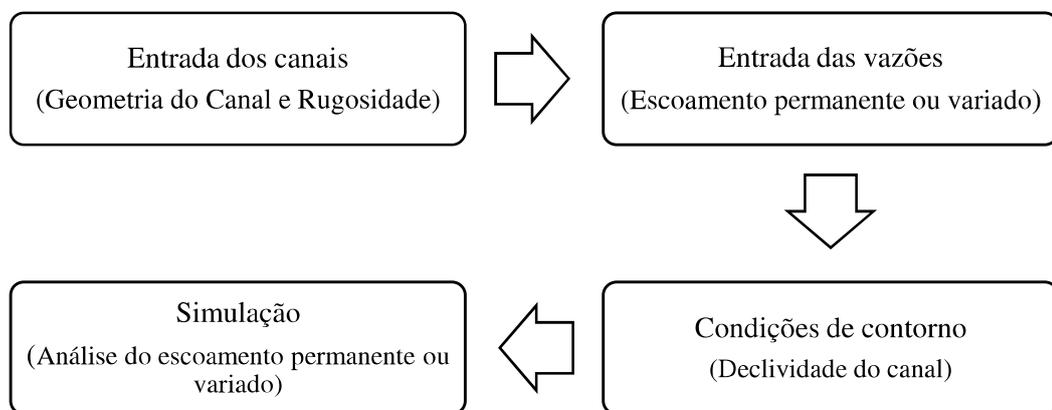
3.4.3 Módulo de especificações de controle

A discretização foi feita de acordo com as características da bacia em análise, em algumas situações a discretização do tempo ocorreu a cada minuto e em outros casos a cada cinco minutos. Para o início do evento adotou-se a data de 01 janeiro de 2000 às 00:00 horas, comum à todas simulações realizadas.

3.5 Software HEC-RAS

Desenvolvido pela *US Army Corps of Engineers*, Instituto de Recursos Hídricos é de uso livre e permite simular escoamentos unidimensionais permanentes, variados, transporte e arrasto de sedimentos, bem como a simulação de qualidade da água. O fluxograma ilustrado na Figura 19 representa as etapas de simulação do programa, onde é possível observar que são necessários dados de entrada como a geometria e rugosidade do canal, valores das vazões, declividade e escolha da simulação de escoamento.

Figura 19: Fluxograma das etapas de simulação no HEC-RAS



Fonte: A autora.

As simulações disponíveis para regime permanente são calculadas pela Equação da Continuidade e para o regime transiente e regime misto, a determinação se dá pela Equação do Momento. A perda de carga é calculada através da equação de Manning independente da metodologia utilizada (HEC-RAS, 2010).

Para determinação da seção transversal dos canais, através da planta Planialtimétrica fornecida pela Prefeitura, gerou-se no AutoCAD Civil 3D uma superfície e posteriormente, traçou-se as seções necessárias para entrada de dados no programa. Já os valores do coeficiente de rugosidade de Manning foram analisados conforme Tabela 16.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Morfometria da bacia hidrográfica do Córrego São Pedro

Existe um número relativamente grande de variáveis, coeficientes e equações referente à morfometria da bacia. Os parâmetros morfométricos considerados para a bacia hidrográfica do Córrego São Pedro foram a forma da bacia, a densidade de drenagem e sinuosidade.

A forma da bacia, com citado anteriormente, indica a maior ou menor tendência para ocorrência de inundações pelos coeficientes de compacidade (K_c) e o fator de forma (K_f), indicados pelas Equações (2) e (4), respectivamente. Os valores determinados encontram-se na Tabela 19.

Tabela 19: Características geométricas

Características geométricas	Valor
Área de drenagem São Pedro	46,8670 km ²
Perímetro	28,83 km
Comprimento axial	9,626 km
Coeficiente de compacidade – K_c	1,18
Fator de forma – K_f	0,51

Fonte: A autora.

O valor encontrado para coeficiente de compacidade representa que a bacia é propícia à inundação, pois quanto mais próximo de 1,00, maior é a tendência de inundações. O valor de K_f igual à 0,50 representa uma tendência mediana a enchentes, uma vez que valores entre 1,00 à 0,75 representa bacias sujeitas à enchentes, entre 0,75 e 0,50 tendência mediana e menor que 0,50 não estão sujeitas à enchentes.

A densidade de drenagem leva em consideração o comprimento total dos canais e rios e a área da bacia, conforme Equação (9). Para isso, foram determinados os comprimentos de cada trecho indicados na Tabela 20. O valor total do comprimento de canais e rios é de 18,224 km. Com esses dados determinados, foi calculado o valor da densidade de drenagem igual à 0,39 km/km² e de acordo com Villela e Mattos (1975), o resultado indica que a bacia é pobremente drenada.

A sinuosidade da bacia prevê uma relação entre o comprimento do rio principal (Cp) e o comprimento do seu talvegue, Equação (12). O valor de sinuosidade encontrado para a bacia do Córrego São Pedro foi de 12,86%, sendo que o comprimento do talvegue corresponde à 6,035 km. Portanto, de acordo com a classificação de Mansikkaniemi (1970), citado por Périco et al (2011), o rio principal é considerado como muito reto (Sin < 20%). Os valores são expressos na Tabela 20.

Tabela 20: Parâmetros para cálculo da Densidade de drenagem e Índice de sinuosidade da Bacia São Pedro.

Características da hidrografia	Valor
Canal principal - São Pedro - Cp	6,811 km
Talvegue do Córrego São Pedro	6,035 km
Canal do Córrego Jataí	4,206 km
Canal do Córrego Lagoinha	5,083 km
Canal do Córrego Mogi	2,124 km
Densidade de Drenagem (Dd)	0,39 km/km ²
Índice de sinuosidade	12,86 %

Fonte: A autora.

4.2 Determinação do Número da Curva – CN

O primeiro passo para quantificar o CN consistiu-se na classificação de uso e ocupação do solo através do MultiSpec e os resultados são mostrados na Tabela 21.

Tabela 21: Classificação dos solos da bacia São Pedro

Sub - bacias	São Pedro Alto	Jataí	São Pedro Médio	Lagoinha	Mogi	São Pedro Baixo
Classe	Área (ha)					
Árvores	73,07	80,88	168,95	133,215	54,83	26,68
Asfalto	176,57	107,12	213,92	370,91	108,45	25,10
Solo exposto/gramínea	145,96	134,79	755,97	683,121	233,87	29,07
Telhados	151,01	139,83	361,03	371,314	57,28	39,67

Fonte: A autora.

Como citado anteriormente, os valores de acurácia que geram bons resultados são acima de 80%, mas em algumas situações não foi possível alcançar tais valores devido à qualidade das imagens. Os valores da acurácia referentes à classificação estão representados na Tabela 22.

Tabela 22: Resultados da acurácia da classificação dos solos

Sub - bacias	São Pedro Alto	Jataí	São Pedro Médio	Lagoinha	Mogi	São Pedro Baixo
Classe	Acurácia (%)					
Árvores	89,3	88,3	94,5	76,4	73	88,9
Asfalto	91,9	92,1	79,5	96,6	92,3	92,6
Solo exposto/gramínea	86,5	85,7	95,2	95,8	75,4	71,8
Telhados	84,6	82,6	96,2	92,8	95,2	73,2

Fonte: A autora.

A próxima etapa foi a determinação das porcentagens de áreas permeáveis e impermeáveis para cada sub-bacia. Os valores encontrados estão na Tabela 23.

Tabela 23: Classificação da bacia São Pedro de áreas permeáveis e impermeáveis

Áreas	São Pedro Alto	Jataí	São Pedro Médio	Lagoinha	Mogi	São Pedro Baixo
Áreas da bacia [m ²]	5466100	15530500	4626200	15584600	4544230	1115400
Área permeável	40%	62%	47%	52%	64%	46%
Área impermeável	60%	38%	53%	45%	36%	54%

Fonte: A autora.

De acordo com a Tabela 12 em que são fornecidos os dados dos grupos hidrológicos dos solos e com o Mapa de Solos da Bacia, Figura 17, foi possível determinar as áreas referentes a cada Classe, como mostrado na Tabela 24.

Tabela 24: Valores das áreas [m²] em função da classe de solo

Grupos hidrológicos	São Pedro Alto	São Pedro Médio	Jataí	Lagoinha e Mogi	São Pedro Baixo
Classe A	0	0	0	0	0
Classe B	284599	1072896	525941	2147128	650110
Classe C	436794	1818397	2498641	9721644	397014
Classe D	4761712	1734907	12505918	8260058	68276

Fonte: A autora.

Os valores do *CN* adotados na presente pesquisa consideram duas situações, a primeira correspondente a parte impermeável, considerando como pavimento e o valor de *CN* equivale a 98 para todos os grupos hidrológicos. Já para as áreas permeáveis, optou-se por adotar como cobertura zonas classificadas como cobertura ruim, os valores estão na Tabela 25.

Tabela 25: Valores adotados para o Número da Curva em função das classes dos solos

Cobertura	CN – A	CN – B	CN – C	CN – D
Zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Pavimento	98	98	98	98

Fonte: A autora.

O último passo para determinação dos valores finais dos *CN* foi dado pela multiplicação entre as áreas de cada grupo hidrológico pelos valores adimensionais encontrados na Tabela 25. Os resultados estão na Tabela 26 a seguir.

Tabela 26: Valores dos Números da Curva para cada sub-bacia do São Pedro

Sub-bacias	São Pedro Alto	São Pedro Médio	Jataí	Lagoinha e Mogi	São Pedro Baixo
CN	92	88	88	87	83

Fonte: A autora.

4.3 Estudo das precipitações

Os dados de precipitações foram fornecidos pelo Instituto de Geografia da Universidade Federal de Uberlândia coletados a partir de pluviômetros. Durante os anos de 1981 a 1995, a coleta era realizada no Parque do Sabiá e posteriormente, coletados na UFU, com localizações referenciadas na Tabela 27. Devido a proximidade das estações, há validação da combinação dos dados, uma vez que os valores são constantes para áreas circunvizinhas até 25 km² (DAEE, 1980 apud FRANCISCHET, 2012).

Tabela 27: Localização geográfica das estações pluviométricas

Estação	Longitude	Latitude
Parque do Sabiá	18° 55' S	48° 17' W
Universidade Federal de Uberlândia - UFU	18° 55' S	48° 15' W

Fonte: A autora.

Fornecida a série de precipitações da região, analisou-se e selecionou, dentre os registros, os maiores valores para cada ano, de forma a obter a série de máximas anuais, indicadas na Tabela 28.

Tabela 28: Dados das precipitações máximas anuais

Estação	Ano	Precipitação diária máxima anual (mm) – 24h
Parque do Sabiá	1981	79,4
Parque do Sabiá	1982	94,4
Parque do Sabiá	1983	126,8
Parque do Sabiá	1984	77,2
Parque do Sabiá	1985	65,8
Parque do Sabiá	1986	157,8
Parque do Sabiá	1987	83,4
Parque do Sabiá	1988	93,8
Parque do Sabiá	1989	74,2
Parque do Sabiá	1990	60,6
Parque do Sabiá	1991	69,0
Parque do Sabiá	1992	83,6
Parque do Sabiá	1993	66,4
Parque do Sabiá	1994	76,4
Parque do Sabiá	1995	88,2
UFU	1996	48,0
UFU	1997	100,7
UFU	1998	68,1
UFU	1999	114,6
UFU	2000	98,2
UFU	2001	63,2
UFU	2002	147,0
UFU	2003	92,6
UFU	2004	99,4
UFU	2005	54,8
UFU	2006	83,9
UFU	2007	115,6
UFU	2008	81,0
UFU	2009	51,3
UFU	2010	71,8
UFU	2011	56,8
UFU	2012	89,2
UFU	2013	59,9
UFU	2014	72,3
Média - μ		84,28
Desvio-padrão - S		25,45

Fonte: A autora.

4.3.1 Determinação das alturas pluviométricas em função do período de retorno

De acordo a Tabela 28, foram obtidos os valores de desvio-padrão, igual 25,4 mm, e a média de 84,3 mm. Conforme citado nas Equações (19), (20), (21) e (22) determinou-se os valores das precipitações prováveis de 1 dia de duração para cada período de retorno pelo Método de Gumbel, como indicado na Tabela 29.

Tabela 29: Parâmetros β , α e precipitações de 1 dia

T (anos)	2	5	10	20	50	100
F	0,5	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99
ln (1/F)	0,693	0,223	0,105	0,051	0,020	0,010
P (mm)	80,10	102,59	117,48	131,77	150,25	164,11
	β		19,84			
	α		72,83			

Fonte: A autora.

De acordo com a Tabela 6, os valores adotados para relação de alturas pluviométricas de menor duração serão os de Magni (1984) e o fator de conversão utilizado para transformar a chuva de 1 dia para 24 horas foi de 1,14.

Para obter a chuva de 24 horas, foi multiplicado o valor da precipitação, determinada na Tabela 29, pelo coeficiente 1,14, para os diferentes períodos de retorno. O próximo passo foi transformar o valor da chuva de 24 h para 12 h, onde multiplica-se o valor da chuva de 24 h pela relação 0,883, e assim consecutivamente, conforme ilustra a Tabela 30.

Tabela 30: Altura pluviométrica média do Posto Parque do Sabiá e UFU

Duração da Chuva	Duração (min)	Relações	Altura pluviométrica (mm)					
			Período de retorno - Tr (anos)					
			2	5	10	20	50	100
5 min	5	0,340	13,16	16,86	19,31	21,66	24,69	26,97
10 min	10	0,532	20,60	26,38	30,21	33,88	38,64	42,20
15 min	15	0,693	26,83	34,37	39,35	44,14	50,33	54,97
20 min	20	0,817	31,63	40,52	46,40	52,04	59,34	64,81
25 min	25	0,918	35,54	45,52	52,13	58,47	66,67	72,82
30 min	30	0,740	38,72	49,59	56,79	63,69	72,63	79,33
1 h	60	0,573	52,32	67,01	76,74	86,07	98,15	107,20
2 h	120	1,119	58,55	74,99	85,88	96,32	109,83	119,96
6 h	360	0,780	71,22	91,22	104,46	117,17	133,61	145,93
8 h	480	0,821	74,97	96,02	109,96	123,32	140,63	153,60
10 h	600	0,855	78,07	100,00	114,51	128,43	146,45	159,96
12 h	720	0,883	80,63	103,27	118,26	132,64	151,25	165,20
24 h	1440	1,140	91,31	116,95	133,93	150,21	171,29	187,08
1 dia	1 dia	1,000	80,10	102,59	117,48	131,77	150,25	164,11

Fonte: A autora.

Portanto, a Tabela 30 representa as alturas pluviométricas médias para diferentes os períodos de retorno e tempos de durações ajustadas a uma distribuição de extremos. Para os dados de duração de 1 dia, os valores foram calculados pelo Método de Gumbel.

Para determinar as intensidades pluviométricas em função do período de retorno, é necessário dividir a altura pluviométrica pelo respectivo. A Tabela 31 apresenta os resultados encontrados das intensidades pluviométricas em mm/min.

Tabela 31: Intensidades pluviométricas (mm/min)

Duração da Chuva	Duração (min)	Período de retorno - Tr (anos)					
		2	5	10	20	50	100
5 min	5	2,633	3,372	3,862	4,331	4,939	5,394
10 min	10	2,060	2,638	3,021	3,388	3,864	4,220
15 min	15	1,789	2,291	2,624	2,943	3,356	3,665
20 min	20	1,582	2,026	2,320	2,602	2,967	3,241
25 min	25	1,422	1,821	2,085	2,339	2,667	2,913
30 min	30	1,291	1,653	1,893	2,123	2,421	2,644
1 h	60	0,872	1,117	1,279	1,435	1,636	1,787
2 h	120	0,488	0,625	0,716	0,803	0,915	1,000
6 h	360	0,198	0,253	0,290	0,325	0,371	0,405
8 h	480	0,156	0,200	0,229	0,257	0,293	0,320
10 h	600	0,130	0,167	0,191	0,214	0,244	0,267
12 h	720	0,112	0,143	0,164	0,184	0,210	0,229
24 h	1440	0,063	0,081	0,093	0,104	0,119	0,130

Fonte: A autora.

4.3.2 Equação intensidade-duração-frequência (IDF)

As curvas também podem ser expressas por equações que terão a forma da Equação (23). Para isso, é importante saber que os valores dos dados obtidos pelos postos podem conter erros experimentais de acordo com o método utilizado, com isso, não é recomendado utilizar de interpolação para gerar uma função que satisfaça as condições dos dados. Ao invés de utilizar um polinômio que passe por todos os pontos, usar uma função que se aproxima dos pontos, $g(x)$, gera resultados mais satisfatórios (LIMA et al, 2010). O método utilizado foi o Método dos Mínimos Quadrados.

A primeira etapa para determinação dos parâmetros t_0 , C e n consiste em transformar a Equação (24) em uma reta através da linearização do Método dos Mínimos Quadrados, Equação (36):

$$\log i = \log C - n \cdot \log(t + t_0) \quad (36)$$

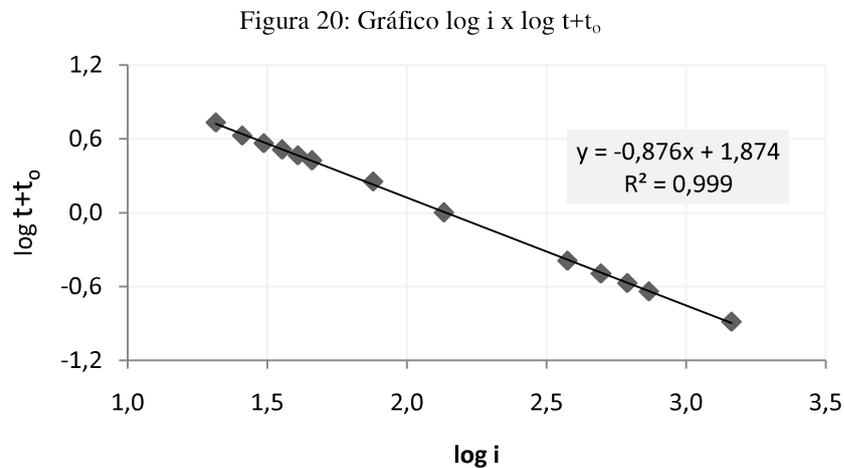
Os dados de intensidade pluviométrica, tempo de duração e período de retorno foram ordenados de forma a obter a Tabela 32 a seguir.

Tabela 32: Determinação dos parâmetros t_0 , C e n para o período de retorno de 100 anos

t_0 (min)	X Duração	Y Intensidade	logX	logY	logx.logy	log x^2
1	20,70	5,394	1,316	0,732	0,963	1,732
2	25,70	4,220	1,410	0,625	0,882	1,988
3	30,70	3,665	1,487	0,564	0,839	2,212
4	35,70	3,241	1,553	0,511	0,793	2,411
5	40,70	2,913	1,610	0,464	0,747	2,591
6	45,70	2,644	1,660	0,422	0,701	2,755
7	75,70	1,787	1,879	0,252	0,474	3,531
8	135,70	1,000	2,133	0,000	0,000	4,548
9	375,70	0,405	2,575	-0,392	-1,010	6,630
10	495,70	0,320	2,695	-0,495	-1,334	7,264
11	615,70	0,267	2,789	-0,574	-1,602	7,781
12	735,70	0,229	2,867	-0,639	-1,833	8,218
13	1455,70	0,130	3,163	-0,886	-2,804	10,005
13	4089,10	26,215	27,136	0,584	-3,183	61,665

Fonte: A autora.

A partir da Tabela 32 foi gerado o gráfico com a função $\log i \times \log t+t_0$. Na opção de linha de tendência, obteve-se a regressão linear, gerando a fórmula para esta equação e o valor de R^2 , como ilustra a Figura 20.



Fonte: A autora.

Para determinar t_0 adotou-se inicialmente, um valor arbitrário de $t_0 = 10$ minutos e, posteriormente, por tentativas e erros, o ajuste determinou o melhor valor adotado, de forma que R^2 aproximasse de 1 (um). O melhor resultado obtido para t_0 foi de 15,7 minutos e R^2 valendo 0,9997. O segundo passo foi determinar os valores de n e C pelo Método dos Mínimos Quadrados a partir dos períodos de retorno e intensidade pluviométrica. De acordo com o gráfico (Figura 20) gerado é possível notar que os valores da equação resultante da

regressão fornecem os valores de a e b. Uma vez que a corresponde ao log C e b equivale ao parâmetro n. A Tabela 33 fornece os valores encontrados.

Tabela 33: Parâmetros n e C para período de retorno de 100 anos

a	1,87471
n	-0,8766
C	74,9397

Fonte: A autora.

Os valores de n para cada período de retorno foram igual a 0,8766. A terceira etapa consiste na determinação dos parâmetros A e m da equação de intensidade, duração, frequência (IDF) pelo Método dos Mínimos Quadrados, conforme a Equação (37), tem-se:

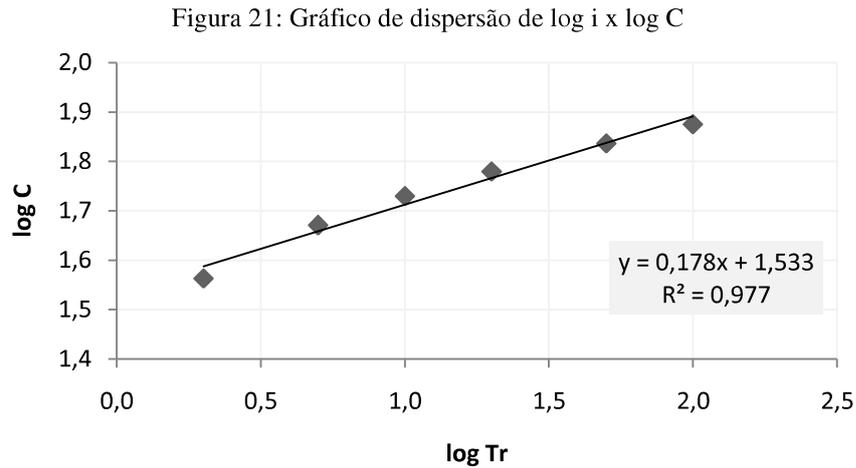
$$\log C = \log A + m \cdot \log Tr \quad (37)$$

A partir da Equação (37) e empregando a regressão linear simples, sendo ordenadas com valores de log Tr e as abscissas log C, conforme Tabela 34, foram gerados os gráficos de dispersão com as equações das retas, obtendo os coeficientes A e m, mostrados na Figura 21 .

Tabela 34: Planilha de cálculo dos parâmetros A e m

Cálculo dos parâmetros "A" e "m"						
$y = a + b \cdot m$						
$C = A \cdot Tr^m \rightarrow \log C = \log A + m \cdot \log Tr$						
Tr	C	$\log Tr$	$\log C$	x.y	x^2	y^2
2	36,577	0,301	1,563	0,470573	0,091	2,444
5	46,848	0,699	1,671	1,16776	0,489	2,791
10	53,647	1,000	1,730	1,729549	1,000	2,991
20	60,170	1,301	1,779	2,315028	1,693	3,166
50	68,613	1,699	1,836	3,119999	2,886	3,372
100	74,940	2,000	1,875	3,749424	4,000	3,515
-	Σ	7,000	10,454	12,552	10,158	18,279

Fonte: A autora.



Fonte: A autora.

Os resultados obtidos para os valores de a e m, foram 1,5338 e 0,1788 respectivamente. Para determinar o valor de A, é sabido que $\log A = a$, portanto, o valor encontrado para A foi de 34,1822. Com isso, a equação IDF para cidade de Uberlândia pode ser representada pela Equação (38):

$$i = \frac{34,1822 \cdot Tr^{0,1788}}{(t+15,7)^{0,8766}} \quad (38)$$

Onde a intensidade é dada em mm/min, período de retorno (Tr) em anos e tempo de concentração da bacia (t) em minutos.

4.3.3 Tempo de concentração

O tempo de concentração, como citado anteriormente foi determinado através dos métodos Cinemático e Cinemático do SCS. Na Tabela 35 encontram-se os valores dos tempos de concentração para o cenário de pré-urbanização.

Tabela 35: Tempo de concentração das sub-bacias São Pedro para o cenário de pré-urbanização

Sub-bacias	SPA	SPM	Jataí	Lagoinha	Mogi	SPB
Metodologia	tc [mim]					
Método cinemático	68,06	68,96	154,90	204,50	63,25	25,20
Método cinemático SCS	43,30	49,81	82,57	111,50	44,85	22,08
Média	55,68	59,39	118,74	158,00	54,05	23,64

Fonte: A autora.

Os valores obtidos para as sub-bacias considerando o cenário atual encontram-se na Tabela 36, uma vez que esses valores são diferentes em relação ao cenário de pré-urbanização devido às condições de cobertura do solo.

Tabela 36: Tempo de concentração das sub-bacias São Pedro para o cenário atual

Sub-bacias	SPA	SPM	Jataí	Lagoinha	Mogi	SPB
Metodologia	tc [mim]					
Método cinemático	35,78	29,84	67,01	109,15	35,04	10,90
Método cinemático SCS	23,32	26,82	59,70	94,49	24,15	11,89
Média	29,55	28,33	63,36	101,82	29,59	11,40

Fonte: A autora.

4.3.4 Tempo de duração

O tempo de duração adotado para a pesquisa corresponderá a 2 horas, uma vez que o tempo de contribuição das bacias gira em torno desse valor.

4.3.5 Distribuição temporal da chuva

Segundo Justino (2004) “a distribuição temporal da chuva de 24 horas, observada entre 15/02/2002 (9h) e 16/02/2002 (9h), sendo a maior tormenta verificada na bacia dentro do intervalo existente, se assemelha muito à distribuição com 50% de probabilidade, no 1º quartil de duração, proposta por Huff em 1978, conforme Tucci (1995)”. Desta forma, foi utilizado no planejamento da bacia São Pedro, essa distribuição de forma a obter o hietograma da chuva de projeto com os dados obtidos na Tabela 30, considerando uma chuva de duas horas. Os valores encontrados são representados na Tabela 37 para diferentes períodos de retorno.

Tabela 37: Distribuição temporal de Huff 1° Quartil 50% de probabilidade

Tempo de duração	Huff 1° Q 50% P	Precipitação Tr = 5 anos [mm]	Precipitação Tr = 20 anos [mm]	Precipitação Tr = 50 anos [mm]	Precipitação Tr = 100 anos [mm]
10	0,132	9,90	12,72	14,49	15,83
20	0,274	20,55	26,40	30,09	32,87
30	0,208	15,60	20,04	22,84	24,95
40	0,116	8,70	11,18	12,74	13,92
50	0,071	5,33	6,84	7,80	8,52
60	0,053	3,98	5,11	5,82	6,36
70	0,046	3,45	4,43	5,05	5,52
80	0,028	2,10	2,70	3,07	3,36
90	0,024	1,80	2,31	2,64	2,88
100	0,024	1,80	2,31	2,64	2,88
110	0,016	1,20	1,54	1,76	1,92
120	0,008	0,60	0,77	0,88	0,96

Fonte: A autora.

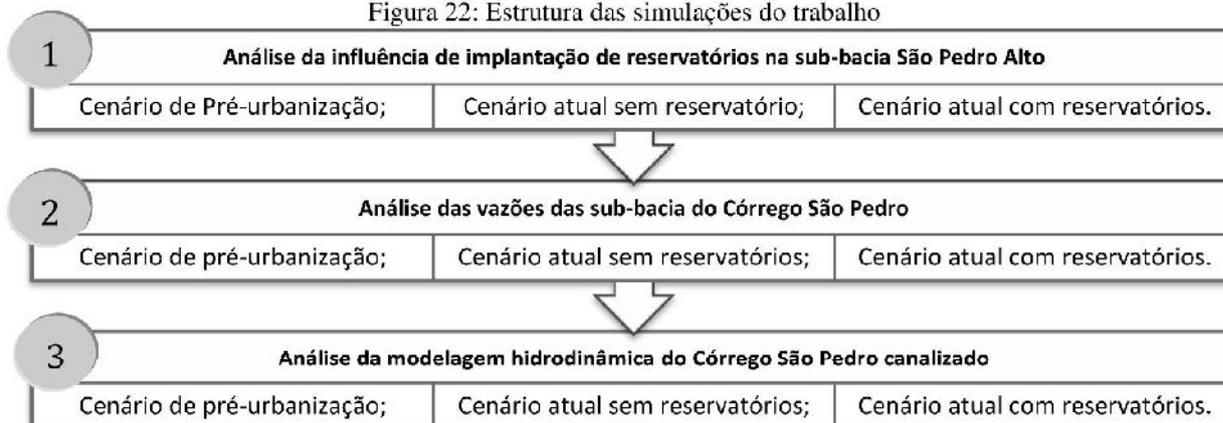
4.4 Etapas das simulações hidrológicas

O presente trabalho está estruturado em três grandes etapas, são elas:

- **ETAPA 1:** A primeira etapa envolve a análise da implantação dos reservatórios na sub-bacia do São Pedro Alto, em que são analisados os diversos reservatórios variando a profundidade/capacidade de reserva e posteriormente os tipos de controle de saída considerando as vazões de pré-urbanizações como limite. Por último, verifica-se a capacidade dos reservatórios para períodos de retorno inferiores a 100 anos, de forma a obter a eficiência dos reservatórios em outros períodos de recorrência;
- **ETAPA 2:** A segunda parte está relacionada com as vazões geradas por cada sub-bacia do São Pedro para os cenários de pré-urbanização, cenário atual sem a inserção de reservatórios e posteriormente com a inserção de reservatórios, com objetivo de gerar dados a serem utilizados na última etapa da pesquisa;
- **ETAPA 3:** A terceira etapa analisa a parte hidrodinâmica do Córrego São Pedro na Avenida Governador Rondon Pacheco, obtendo resultados da altura da lâmina de água para os cenários de pré-urbanização e cenário atual com e sem a inserção dos reservatórios adotados na primeira etapa e de acordo com outros autores para as demais bacias que compõe o Córrego São Pedro.

A Figura 22 a seguir representa a estrutura da pesquisa de forma esquemática.

Figura 22: Estrutura das simulações do trabalho



Fonte: A autora.

4.5 ETAPA 1 - Análise da influência de implantação de reservatórios na sub-bacia São Pedro Alto

Inicialmente realizou-se simulações para o cenário de pré-urbanização, pois a partir dos valores das vazões encontradas é possível determinar os volumes que deverão ser reservados de forma a reduzir o do pico de vazão atual para uma dada bacia mantendo as condições de pré-urbanização.

4.5.1 São Pedro Alto – Cenário de pré-urbanização

Para o cenário de pré-urbanização o tempo de concentração determinado foi de 36,33 minutos, utilizando a média entre o valor encontrado pelo Método Cinemático e pelo SCS e o valor do *Lag Time*, tempo que transcorre desde o centro de gravidade da precipitação efetiva até o final do hidrograma, correspondente a 60% do tempo de concentração, portanto 21,74 minutos. O Número da Curva, considerando 100% de área permeável foi de $CN = 78$, o método aqui aplicado foi o mesmo que o descrito no item 4.2. Para a abstração inicial (P_o), representada por perdas antes que comece o *runoff* incluindo a água retida nas depressões da superfície e interceptada pela vegetação, bem como, a água evaporada e infiltrada correspondente a 0,20 do potencial máximo de retenção (Eq. 27) após começar o escoamento, resultando num valor de $P_o = 14,33$ mm. A Tabela 38 representa dos dados encontrados para a sub-bacia do São Pedro Alto.

Tabela 38: Dados da sub-bacia São Pedro Alto em cenário de pré-urbanização ($T_r = 100$ anos)

Sub-bacia	Área [km ²]	CN	% Impermeável	t_c - [min]	Lag time (min)	Po [mm]
São Pedro Alto	5,47	79	0,00	36,24	21,74	14,33

Fonte: A autora.

Com auxílio do *software* HEC-HMS o hidrograma de saída para o cenário de pré-urbanização do São Pedro Alto está indicado na Figura 23. O tempo de retorno adotado corresponde a 100 anos o método de transformação de precipitação em escoamento adotado foi o Hidrograma Unitário SCS e o método de perda foi o Número da Curva do SCS. O pico de vazão encontrado foi de 72,9 m³/s e volume de escoamento superficial de 355.200 m³. Os valores estão expressos na Tabela 39.

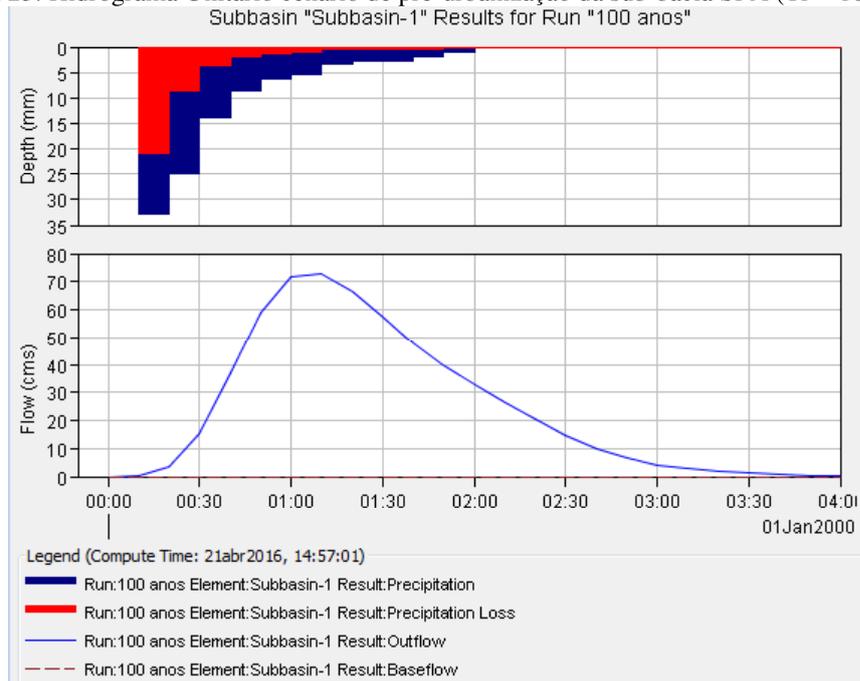
Tabela 39: Resultados da simulação para a bacia São Pedro Alto para o cenário de pré-urbanização ($T_r = 100$ anos)

Bacia	Área [km ²]	Pico de vazão [m ³ /s]	Tempo do pico
SPA	5,4661	72,9	01:10

Fonte: A autora.

Além dos resultados indicados na Tabela 39, o HEC-HMS também fornece os dois tipos de gráficos, representados pela Figura 23. A linha inferior refere-se ao hidrograma de cheia da sub-bacia São Pedro Alto e na parte superior do gráfico, a faixa vermelha representa o total infiltrado (*precipitation loss*) e a parte azul a precipitação efetiva. É possível observar através da Figura 23 que o hidrograma não apresenta o valor de precipitação para os 10 primeiros minutos, isso ocorre devido às perdas iniciais, em que o valor foi de 15,77 mm sendo a precipitação de 15,84 mm.

Figura 23: Hidrograma Unitário cenário de pré-urbanização da sub-bacia SPA (Tr = 100 anos)



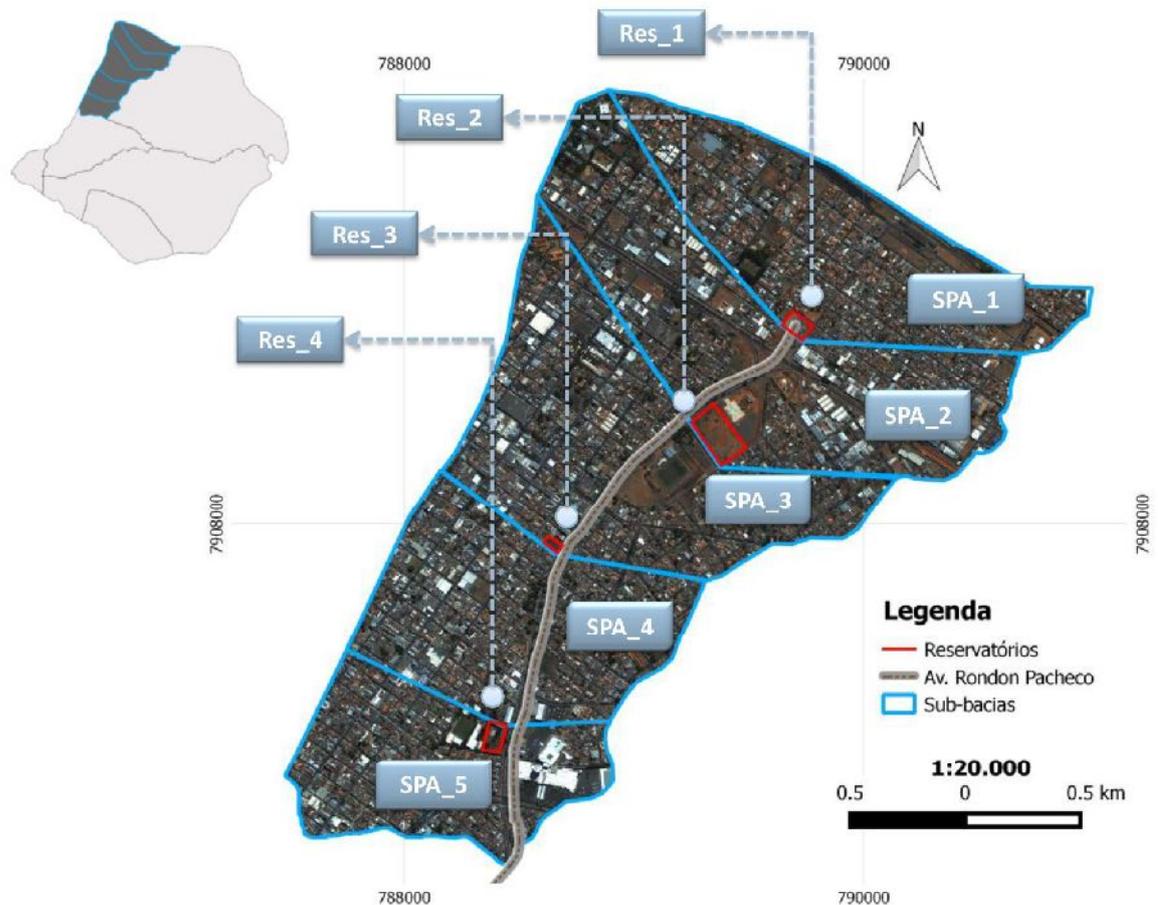
Fonte: A autora.

4.5.2 Divisão da sub-bacia São Pedro Alto e locação dos reservatórios

Para realizar a segunda e terceira etapa foi necessário dividir a sub-bacia em cinco novas sub-bacias, de tal forma que cada região coletará a água escoada e armazenará em 4 reservatórios dispostos ao longo da Avenida Governador Rondon Pacheco, como ilustra a Figura 24, considerando reservatórios “*off-line*”. As divisões foram feitas através das curvas de nível da planta planialtimétrica fornecida pela Prefeitura de Uberlândia.

Os reservatórios foram alocados em áreas livres e com disponibilidade física relativamente grande. O primeiro reservatório proposto foi na Rua Ângelo Zocolli, 111, o segundo, próximo ao Teatro Municipal na Av. Rondon Pacheco, 7070. O terceiro reservatório localiza-se na Av. Rondon Pacheco próximo ao número 5455, e o último, no Campus da Educação Física da UFU, R. Benjamin Constant, 1286.

Figura 24: Figura do mapa de localização das sub-bacias do São Pedro Alto, Uberlândia - MG

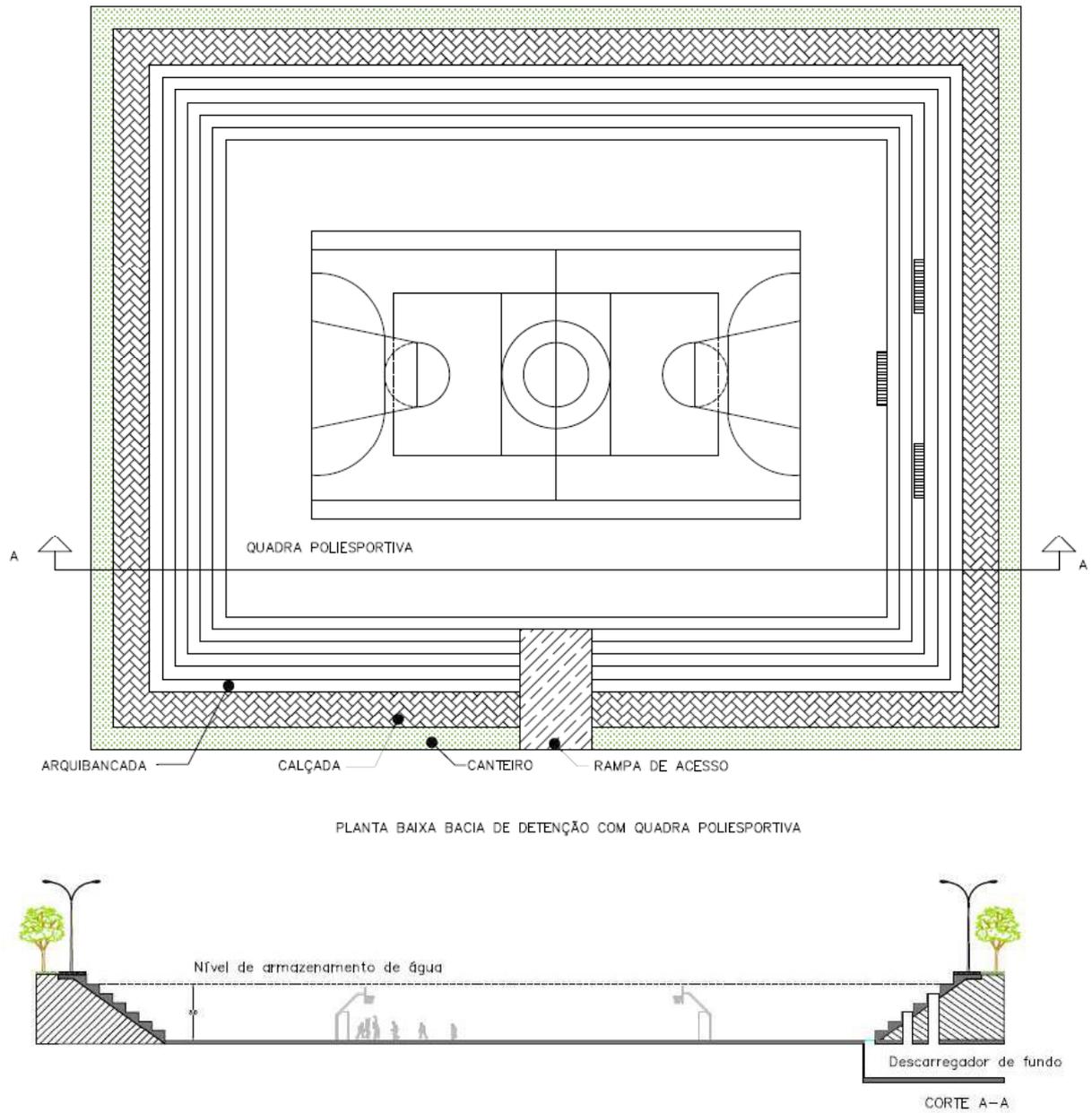


Fonte: A autora.

As estruturas foram dimensionadas de modo que possa haver conciliação entre o armazenamento das águas pluviais e, nos períodos de seca, possam ser utilizados como áreas de lazer. Com isso, todos os reservatórios foram dimensionados no formato de um estádio retangular com arquibancadas. A Figura 25 representa um esboço do projeto idealizado.

É importante ressaltar que reservatórios desse tipo não são apenas estruturas de detenção em si, mas formado por um conjunto de obras acopladas, que devem ser planejadas e projetadas em conjunto (ROS, 2012). Mas o enfoque do trabalho consiste apenas o dimensionamento dos adequado dos reservatórios, de forma a obter os hidrogramas de saída para cada sub-bacia.

Figura 25: Croqui da planta baixa e corte AA dos reservatórios



Fonte: A autora.

As dimensões e áreas da base dos reservatórios encontram-se na Tabela 40.

Tabela 40: Características dos reservatórios

Reservatório	Lados [m]	Área [m ²]
Res. 1	77,19 x 109,92	8484,7248
Res. 2	228,5 x 125,55	28688,175
Res. 3	73,21 x 37,32	2732,1972
Res. 4	72,77 x 115,31	8391,1087

Fonte: A autora.

4.5.3 São Pedro Alto – Cenário de atual sem inserção de reservatórios

Delimitada as áreas de cada sub-bacia, determinou-se os valores de *CN*, a porcentagem das áreas impermeáveis, o tempo de concentração e abstração inicial para cada sub-bacia considerando suas peculiaridades. A Tabela 41 expressa os dados do cenário atual sem a inserção de reservatórios. O Número da Curva e impermeabilidade do solo foi determinado como descrito no item 4.2.

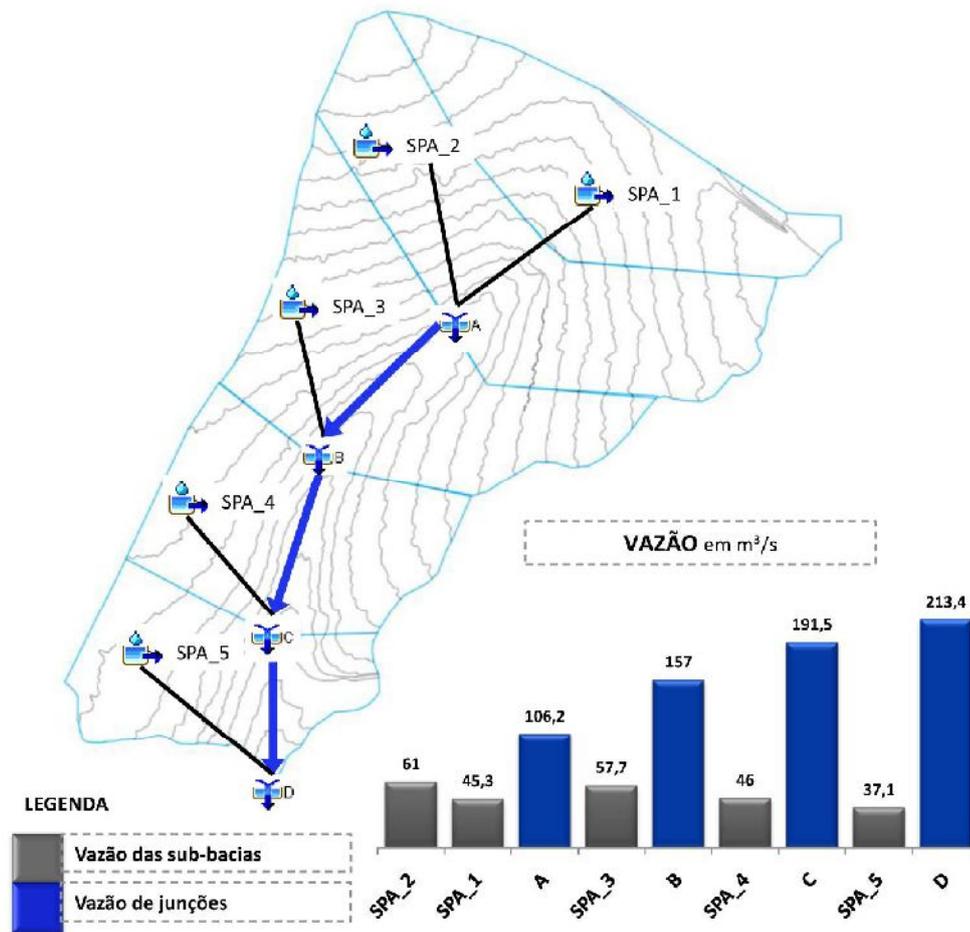
Tabela 41: Parâmetros hidrológicos do cenário atual sem reservatórios para sub-bacia São Pedro Alto (Tr = 100 anos)

Sub-bacias	Área [km²]	CN	% Impermeável	tc - [min]	Lag time (min)	Po [mm]
SPA_1	1,045	90	48%	10,19	6,11	5,54
SPA_2	1,353	92	58%	11,10	6,66	4,62
SPA_3	1,300	93	64%	13,55	8,13	4,07
SPA_4	0,999	93	64%	11,27	6,76	4,02
SPA_5	0,770	94	71%	10,04	6,02	3,41

Fonte: A autora.

A estrutura adotada no HEC-HMS para esse cenário pode ser representado pela Figura 26.

Figura 26: Estrutura adotada no HEC-HMS para a sub-bacia SPA sem reservatórios e valores das vazões calculadas



Fonte: A autora.

Os parâmetros de Muskingum para os trechos de canais entre as bacias constam na Tabela 42. Nesta pesquisa, a representação do comportamento das canalizações foi realizada utilizando o amortecimento em canais pelo método de Muskingum, sem considerar perdas ou infiltrações ao longo das canalizações.

Tabela 42: Parâmetros de Muskingum

Trecho em canal	X	K [h]
2-3	0,3	0,088
3-4	0,3	0,083
4-5	0,3	0,067

Fonte: A autora.

Para cada sub-bacia adotada nessa etapa, determinaram-se os valores das vazões o valor no exutório foi de 213,4 m³/s considerando um tempo de pico de 35 minutos após o início da precipitação. Os valores estão expressos na Tabela 43.

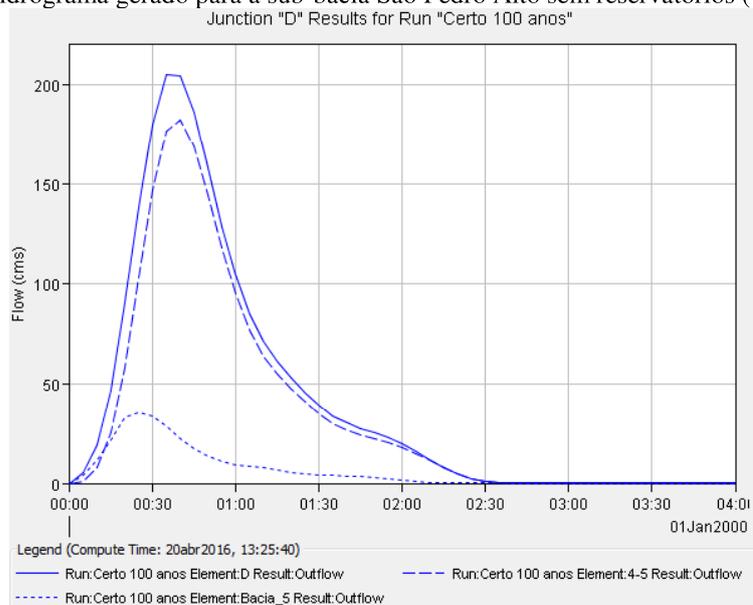
Tabela 43: Resultados da simulação para a bacia São Pedro Alto para cenário atual (Tr = 100 anos)

Bacia	Área [km ²]	Pico de vazão [m ³ /s]	Tempo do pico
SPA_2	1,353	61	01jan2000, 00:25
SPA_1	1,045	45,3	01jan2000, 00:24
A	2,398	106,2	01jan2000, 00:25
SPA_3	1,3	57,7	01jan2000, 00:27
B	3,698	157	01jan2000, 00:30
SPA_4	0,999	46	01jan2000, 00:25
C	4,697	191,5	01jan2000, 00:34
SPA_5	0,77	37,1	01jan2000, 00:23
D - Exutório	5,467	213,4	01jan2000, 00:36

Fonte: A autora.

O valor obtido nessa situação e comparando-o com a vazão de 72,9 m³/s obtida na situação de pré-urbanização, observa-se um aumento de 192,7%. A Figura 27 representa o hidrograma gerado no ponto de exutório, uma vez que o valor total corresponde à somatória do hidrograma contribuinte do trecho C para D e também do SPA_5 (Figura 26).

Figura 27: Hidrograma gerado para a sub-bacia São Pedro Alto sem reservatórios (Tr = 100 anos)



Fonte: A autora.

4.5.4 São Pedro Alto – Cenário atual com inserção de reservatórios

A última situação representa o cenário atual com a inserção de reservatórios. Considerando todos os reservatórios inicialmente vazios, a priori foram dimensionados 4 reservatórios com profundidade de 1,50 metros com apenas orifícios de saída no fundo. Posteriormente, foram dimensionados 4 reservatórios com profundidade de 3,0 m com saída apenas no fundo. Na

próxima etapa, manteve-se os reservatórios com 3,0 m de altura, mas foram modificadas as posições dos dispositivos de saída ao longo da altura, fez-se o mesmo procedimento adotando a altura de 1,50 m. E a última hipótese, foi considerando apenas 2 reservatórios com profundidade de 3,0 m e saídas ao longo da altura. Os valores de entrada de dados adotados para as sub-bacias são expressos na Tabela 44.

Tabela 44: Parâmetros hidrológicos do cenário atual com inserção de reservatórios para sub-bacia SPA

Sub-bacias	Área [km ²]	CN	% Impermeável	Lag time (min)	Po [mm]
SPA Res.1	1,045	90	48%	6,11	5,54
SPA Res.2	1,353	92	58%	6,66	4,62
SPA Res.3	1,300	93	64%	8,13	4,07
SPA Res.4	0,999	93	64%	6,76	4,02
SPA 5	0,770	94	71%	6,02	3,41

Fonte: A autora.

A Tabela 45 e Tabela 46, constam as curvas cota x volume para reservatórios com 1,5 m de profundidade e com 3,0 m, respectivamente.

Tabela 45: Relação cota x volume para reservatórios com 1,50 m de profundidade

Cota [m]	Res.1	Res.2	Res.3	Res.4
	Volume x 10 ³ m ³			
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,25	1,929	6,805	0,571	1,905
0,50	3,858	13,731	1,179	3,873
0,75	5,850	20,657	1,787	5,841
1,00	7,843	27,706	2,432	7,873
1,25	9,899	34,754	3,076	9,906
1,50	11,955	41,803	3,721	11,938

Fonte: A autora.

Tabela 46: Relação cota x volume para reservatórios com 3,0 m de profundidade

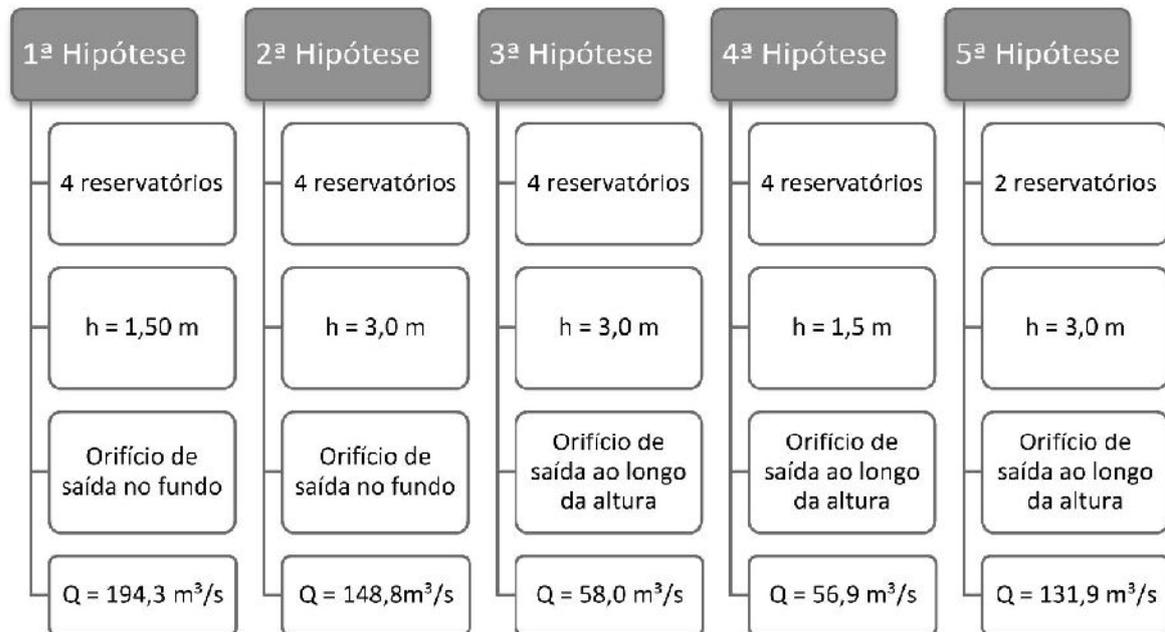
Cota [m]	Res.1	Res.2	Res.3	Res.4
	Volume x 10 ³ m ³			
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,50	3,858	13,609	1,143	3,809
1,00	7,779	27,340	2,358	7,745
1,50	11,764	41,192	3,646	11,808
2,00	15,812	55,167	5,009	16,001
2,50	19,924	69,264	6,449	20,324
3,00	24,101	83,485	7,966	24,780

Fonte: A autora.

A presente análise considera importantes os valores de pico de vazões no exutório da sub-bacia São Pedro Alto, pois esses devem fornecer resultados de forma que sejam iguais ou

menores que a vazão de pré-urbanização ($72,9\text{m}^3/\text{s}$). A seguir, na Figura 28, é possível observar, de forma esquemática, os valores encontrados no exutório para cada hipótese.

Figura 28: Resultado das vazões no exutório da sub-bacia São Pedro Alto para as hipóteses de cálculo ($T_r = 100$ anos)



Fonte: A autora.

Simuladas todas as hipóteses, foi possível observar que para os reservatórios adotados na primeira situação a vazão total no exutório foi de $194,3$ e a proporção em relação à vazão de pré-urbanização é de aproximadamente $166,5\%$, ou seja, não houve redução significativa no amortecimento da bacia. Já para a segunda hipótese, o valor da vazão foi de $148,8$ m^3/s resultando em $104,1\%$ em relação à pré-urbanização. Para a terceira, quarta e quinta hipótese, em que são consideradas saídas em posições alternadas entre o fundo e ao longo da altura, os valores das vazões foram significativas. Uma vez que para a terceira hipótese, considerando altura dos reservatórios com $3,0$ m a vazão foi de 58 m^3/s , valor menor que a vazão de pré-urbanização. Dado esse resultado, analisou-se a hipótese de reduzir a altura do reservatório novamente para $1,50$ m pensando na relação custo/eficiência e foi observada uma vazão de $56,9$ m^3/s . Devido as baixas vazões geradas, considerou-se ainda a última hipótese da retirada de dois reservatórios menores, com o objetivo de reduzir a vazão, e assim obter valores próximos da pré-urbanização, mas nessa situação não foi possível obter resultados tão favoráveis quanto a implantação da 4ª hipótese pois, a vazão gerada foi de $131,9$ m^3/s .

Portanto, a situação que melhor se adéqua é a quarta hipótese. Os resultados para essa hipótese encontram-se na Tabela 47.

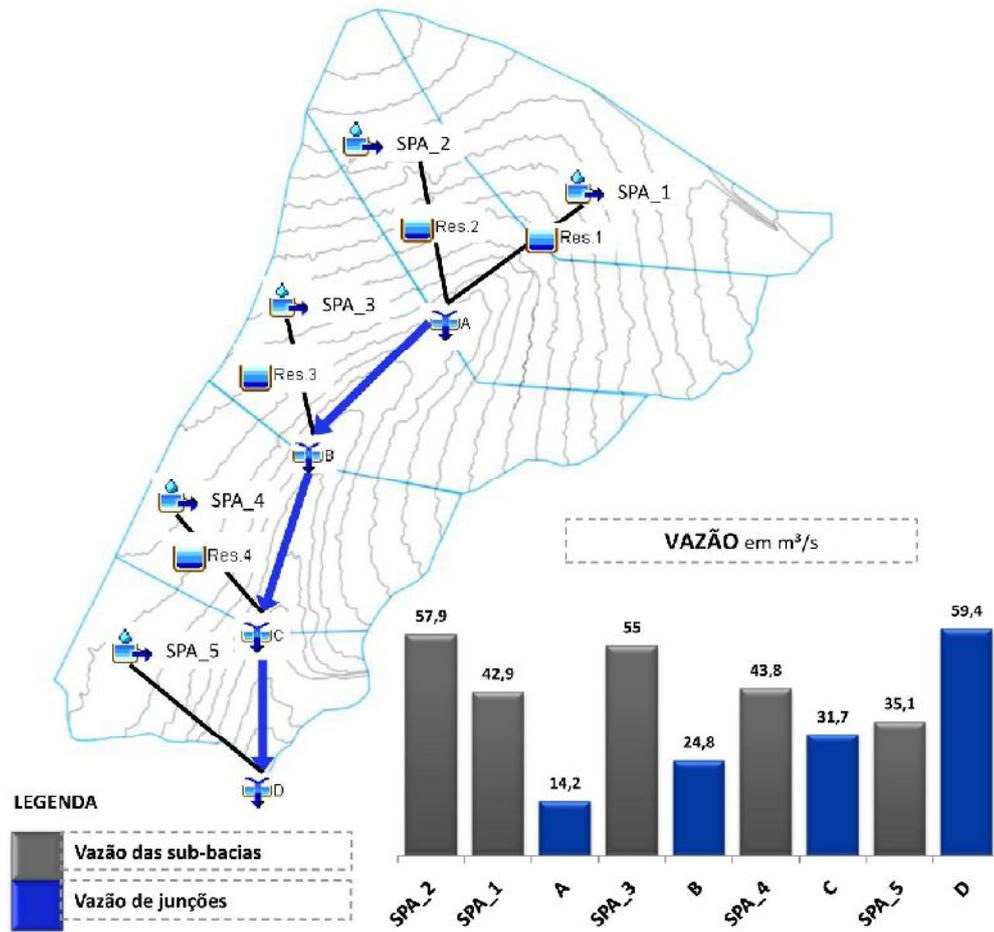
Tabela 47: Resultados da simulação para a bacia São Pedro Alto para cenário atual com reservatórios (Tr = 100 anos)

Bacia	Área [km ²]	Pico de vazão [m ³ /s]	Tempo do pico
SPA_2	1,353	57,9	01jan2000, 00:25
Res. 2	1,353	7,4	01jan2000, 00:35
SPA_1	1,045	42,9	01jan2000, 00:25
Res. 1	1,045	6,9	01jan2000, 00:30
A	2,398	14,2	01jan2000, 00:35
2-3	2,398	14,1	01jan2000, 00:40
SPA_3	1,300	55	01jan2000, 00:30
Res. 3	1,300	10,9	01jan2000, 00:30
B	3,698	24,8	01jan2000, 00:35
3-4	3,698	24,6	01jan2000, 00:40
SPA_4	0,999	43,8	01jan2000, 00:25
Res. 4	0,999	7,6	01jan2000, 00:30
C	4,697	31,7	01jan2000, 00:40
4-5	4,697	31,5	01jan2000, 00:45
SPA_5	0,770	35,1	01jan2000, 00:25
D	5,467	59,4	01jan2000, 00:30

Fonte: A autora.

A estrutura adotada no HEC-HMS pode ser visualizada pela Figura 29.

Figura 29: Estrutura adotada no HEC-HMS cenário atual com reservatórios para bacia SPA e valores das vazões calculadas

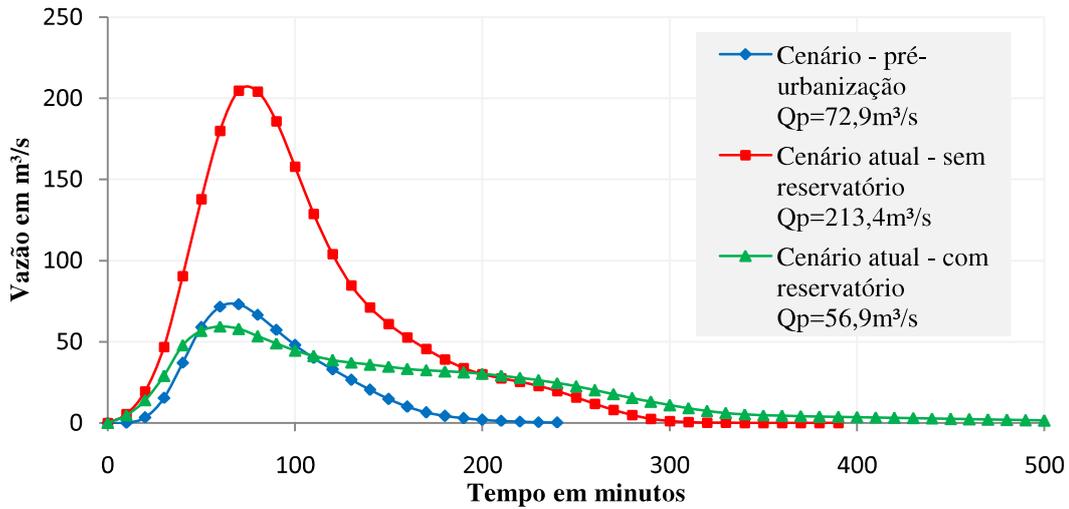


Fonte: A autora.

4.5.5 Comparação entre os resultados da ETAPA 1

De acordo com a Figura 30 é possível observar que com a inserção dos reservatórios para o cenário atual, o pico de vazão reduz significativamente além de liberar a água gradativamente.

Figura 30: Vazões para SPA - cenário pré-urbanização, atual sem reservatório e atual com reservatório (Tr = 100 anos)

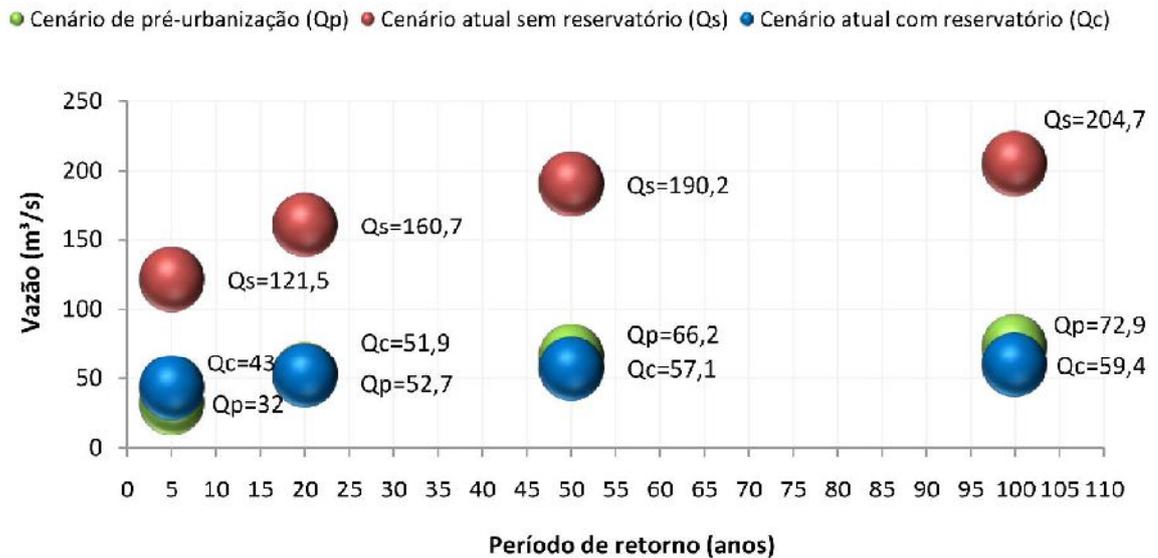


Fonte: A autora.

4.5.6 Resultados dos picos de vazão para diferentes períodos de retorno na sub-bacia São Pedro Alto

A Figura 31 ilustra os valores dos picos de vazões considerando o cenário de pré-urbanização, situação atual sem reservatórios e por último, com a implantação dos reservatórios determinados anteriormente. É possível observar que com a inserção dos reservatórios, as vazões calculadas mantêm-se próximo das vazões de pré-urbanização para todos os períodos de retorno considerados (5, 20, 50 e 100 anos). Existe apenas uma pequena diferença para o período de recorrência de 5 anos, em que a vazão de pico é 11 m³/s superior à de pré-urbanização, mas para o Tr = 100 anos a vazão é 13,5 m³/s menor que a de pré-urbanização. Como o impacto gerado por vazões de períodos de retornos maiores causam grandes impactos, deu-se ênfase em solucionar os reservatórios para essa probabilidade, os demais cálculos para períodos inferiores foram realizadas apenas para verificar se os reservatórios tem eficiência de forma amortecer a vazão de pico. Portanto, o gráfico indicado pela Figura 31 mostra resultados favoráveis para o dimensionamento realizado.

Figura 31: Valores dos picos de vazões para os diversos cenários e períodos de retorno



Fonte: A autora.

4.6 ETAPA 2 - Análise das vazões das sub-bacia do Córrego São Pedro

As sub-bacias consideradas nessa etapa são compostas por:

- São Pedro Alto – SPA;
- Jataí;
- São Pedro Médio – SPM;
- Lagoinha/Mogi;
- São Pedro Baixo – SPB.

Essa divisão pode ser verificada na APÊNDICE A

. Para simulação das sub-bacias, foram necessários dados de áreas, CN , áreas impermeáveis, tempo de concentração, abstração inicial (Po), período de retorno, bem como dados meteorológicos já citados anteriormente.

4.6.1 Sub-bacias do Córrego São Pedro – Cenário de pré-urbanização

Para o cenário de pré-urbanização o tempo de concentração determinado foi utilizando a média entre o valor encontrado pelo Método Cinemático e pelo SCS. O Número da Curva,

considerando 100% de área permeável foi de $CN = 79$ para todas as sub-bacias. Para a abstração inicial P_o , representada por perdas antes que comece o *runoff* incluindo a água retida nas depressões da superfície e interceptada pela vegetação, bem como, a água evaporada e infiltrada correspondente a 0,20 do potencial máximo de retenção (Eq. 27) após começar o escoamento, resultando num valor de $P_o = 14,33$ mm. A Tabela 48 representa dos dados encontrados para a sub-bacia do São Pedro.

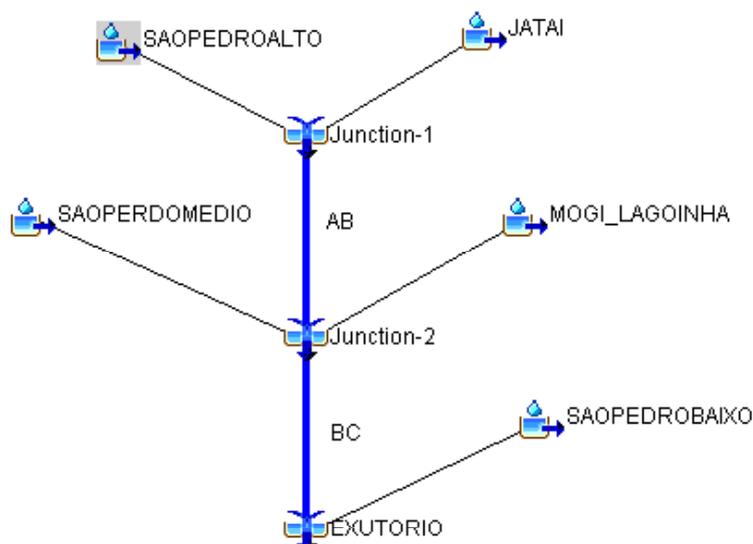
Tabela 48: Parâmetros hidrológicos do cenário de pré-urbanização da bacia São Pedro

Sub-bacias	Área [km ²]	CN	% Permeável	Lag time (min)	Po [mm]
São Pedro Alto	5,4661	79	100,00	33,41	13,68
Jataí	15,5305	79	100,00	71,24	13,68
São Pedro Médio	4,6262	79	100,00	35,63	13,68
Lagoinha/Mogi	10,064	79	100,00	94,38	13,68
São Pedro Baixo	1,1154	79	100,00	14,18	13,68

Fonte: A autora.

A Figura 32 representa a estrutura adotada no HEC-HMS dos nós e arcos. O exutório compreende o ponto de descarga da bacia São Pedro e os trechos AB e BC são a representação e um trecho da Avenida Governador Rondon Pacheco.

Figura 32: Estrutura adotada no HEC-HMS para a bacia São Pedro



Fonte: A autora.

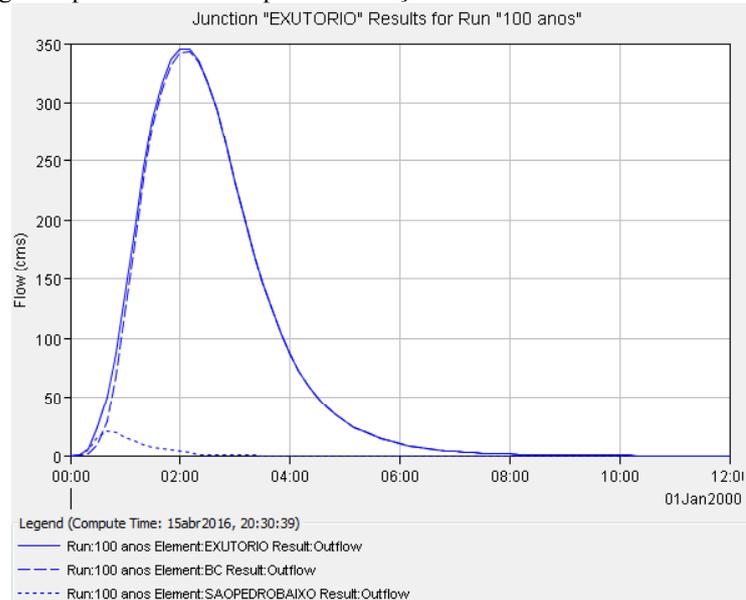
Os resultados gerados podem ser visualizados na Tabela 49 e o valor total no exutório para o cenário de pré-urbanização foi de 345,5 m³/s.

Tabela 49: Resultados da simulação para a bacia São Pedro para o cenário de pré-urbanização ($T_r = 100$ anos)

Bacia	Área [km ²]	Pico de vazão [m ³ /s]	Tempo do pico
Jataí	15,5305	135,6	01jan2000, 01:50
São Pedro Alto	5,4700	72,9	01jan2000, 01:10
Junction-1	21,0005	179,1	01jan2000, 01:40
AB	21,0005	178,0	01jan2000, 02:00
Mogi_Lagoinha	20,1288	144,3	01jan2000, 02:20
São Pedro Médio	4,6262	60,3	01jan2000, 01:10
Junction-2	45,7555	344,8	01jan2000, 02:00
BC	45,7555	342,9	01jan2000, 02:10
São Pedro Baixo	1,1154	21,0	01jan2000, 00:40
Exutório	46,8709	345,5	01jan2000, 02:00

Fonte: A autora.

O hidrograma gerado no exutório está representado na Figura 33, onde é possível observar que a vazão de pico aproxima-se de 350 m³/s com tempo de 2 horas após início a chuva.

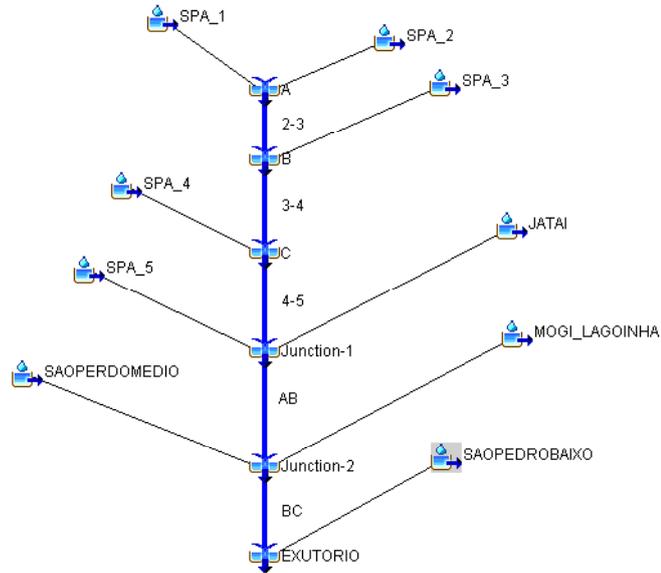
Figura 33: Hidrograma para o cenário de pré-urbanização da bacia São Pedro no exutório ($T_r = 100$ anos)

Fonte: A autora.

4.6.2 Sub-bacias do Córrego São Pedro – Cenário atual sem reservatórios

Para o cenário atual das sub-bacias do Córrego São Pedro foi considerado a não inserção dos reservatórios determinados na ETAPA 1 desta pesquisa. A Figura 34 representa a estrutura adotada no HEC-HMS para esse cenário.

Figura 34: Estrutura adotada no HEC-HMS para a bacia São Pedro no cenário atual sem reservatórios



Fonte: A autora.

Deste modo, determinaram-se as vazões para todas as sub-bacias que compõem o São Pedro. Os dados de entrada para o HEC-HMS estão expressos na Tabela 50.

Tabela 50: Parâmetros hidrológicos das sub-bacias do São Pedro para cenário atual sem reservatórios (Tr=100 anos)

Sub-bacias	Área [km ²]	CN	% Impermeável	Lag time (min)	Po [mm]
Jataí	15,5305	88	38,3	38,01	7,06
Lagoinha	15,5846	87	42,1	61,09	7,53
Mogi	4,54423	87	36,5	17,76	7,53
São Pedro Alto	5,4661	92	59,9	17,73	4,69
São Pedro Médio	4,6262	88	53,4	17,00	6,88
São Pedro Baixo	1,1154	83	53,7	6,84	10,72

Fonte: A autora.

Os valores de Muskingum adotados para os trechos em canais de X e K encontram-se na Tabela 51.

Trecho em canal	X	K [h]
2-3	0,3	0,088
3-4	0,3	0,083
4-5	0,3	0,067
AB	0,3	0,283
BC	0,3	0,100

Fonte: A autora.

Os resultados para o cenário atual sem a inserção de reservatórios podem ser observados na Tabela 52. O valor da vazão no exutório para essa situação foi de 765,5 m³/s. Esse valor é 221,6% maior que a vazão de pré-urbanização ($Q_{pré} = 345,5$ m³/s).

Tabela 52: Resultados para o cenário atual sem reservatórios da bacia do São Pedro (Tr = 100 anos)

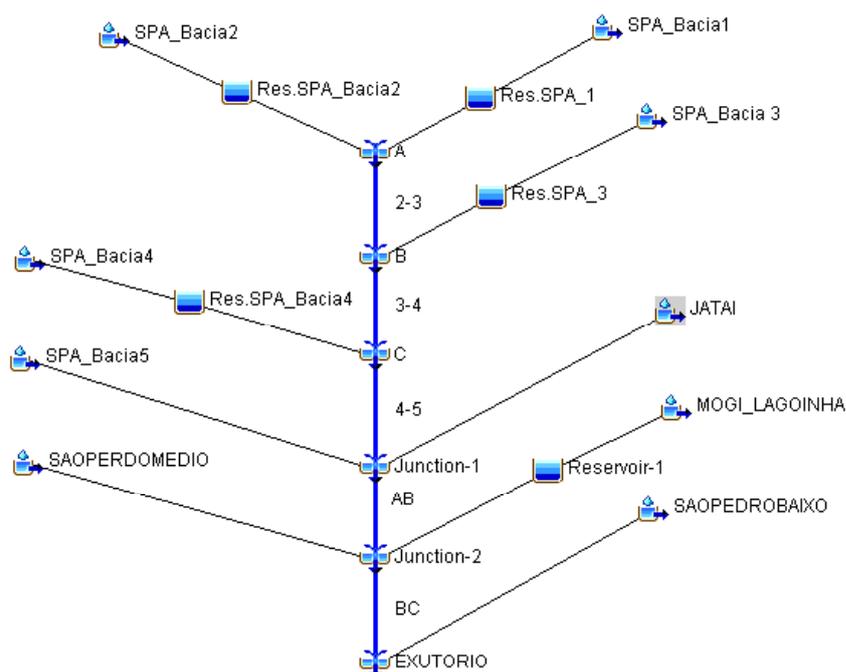
Bacia	Área [km ²]	Pico de vazão [m ³ /s]	Tempo do pico
JATAI	15,531	320,6	01jan2000, 01:05
SPA_2	1,353	57,9	01jan2000, 00:25
SPA_1	1,045	42,9	01jan2000, 00:25
A	2,398	100,8	01jan2000, 00:25
2-3	2,398	97,0	01jan2000, 00:30
SPA_3	1,300	55,0	01jan2000, 00:30
B	3,698	152,1	01jan2000, 00:30
3-4	3,698	148,1	01jan2000, 00:35
SPA_4	0,999	43,8	01jan2000, 00:25
C	4,697	185,6	01jan2000, 00:35
4-5	4,697	182,1	01jan2000, 00:40
SPA_5	0,770	35,1	01jan2000, 00:25
Junction-1	20,998	423,3	01jan2000, 00:55
AB	20,998	422,3	01jan2000, 01:10
MOGI_LAGOINHA	20,129	311,8	01jan2000, 01:35
SAOPERDOMEDIO	4,626	148,5	01jan2000, 00:40
Junction-2	45,753	760,0	01jan2000, 01:15
BC	45,753	758,9	01jan2000, 01:25
SAOPEDROBAIXO	1,115	41,1	01jan2000, 00:30
EXUTORIO	46,868	765,5	01jan2000, 01:20

Fonte: A autora.

4.6.3 Sub-bacias do Córrego São Pedro – Cenário de com reservatórios

Nessa etapa o modelo adotado inclui os reservatórios adotados para a bacia do São Pedro Alto, considerando a implantação de 4 bacias de detenção, com profundidade de 1,50 m. Outro reservatório adotado foi na sub-bacia do Lagoinha, calculado por Justino (2004). Nas demais regiões não foram consideradas a implantação de reservatórios, a Figura 35 representa a estrutura adotada no HEC-HMS.

Figura 35: Estrutura adotada no HEC-HMS para a bacia São Pedro no cenário atual com reservatórios



Fonte: A autora.

Os resultados são expressos na Tabela 53. O valor no exutório, após a inserção dos reservatórios para o cenário atual foi de 515,2 m³/s e representa uma redução de 250 m³/s sem os reservatórios. Já considerando o cenário de pré-urbanização, houve um aumento de 169,7 m³/s.

Tabela 53: Resultados da bacia São Pedro para o cenário atual com reservatórios (Tr = 100 anos)

Bacia	Área [km ²]	Pico de vazão [m ³ /s]	Tempo do pico
JATAI	15,5305	306,9	01jan2000, 01:10
SPA_Bacia2	1,353	54,7	01jan2000, 00:30
Res.SPA_Bacia2	1,353	7,2	01jan2000, 00:40
SPA_Bacia1	1,045	40,6	01jan2000, 00:30
Res.SPA_1	1,045	6,8	01jan2000, 00:30
A	2,398	13,9	01jan2000, 00:40
2-3	2,398	14	01jan2000, 00:40
SPA_Bacia 3	1,3	53	01jan2000, 00:30
Res.SPA_3	1,3	10,3	01jan2000, 00:30
B	3,698	24,2	01jan2000, 00:40
3-4	3,698	24,1	01jan2000, 00:40
SPA_Bacia4	0,999	41,2	01jan2000, 00:30
Res.SPA_Bacia4	0,999	7,1	01jan2000, 00:30
C	4,697	31	01jan2000, 00:40
4-5	4,697	30,9	01jan2000, 00:50
SPA_Bacia5	0,77	32,4	01jan2000, 00:30
Junction-1	20,9975	343,3	01jan2000, 01:10
AB	20,9975	342,5	01jan2000, 01:20
MOGI_LAGOINHA	20,1288	303,2	01jan2000, 01:30
Reservoir-1	20,1288	131,1	01jan2000, 01:50

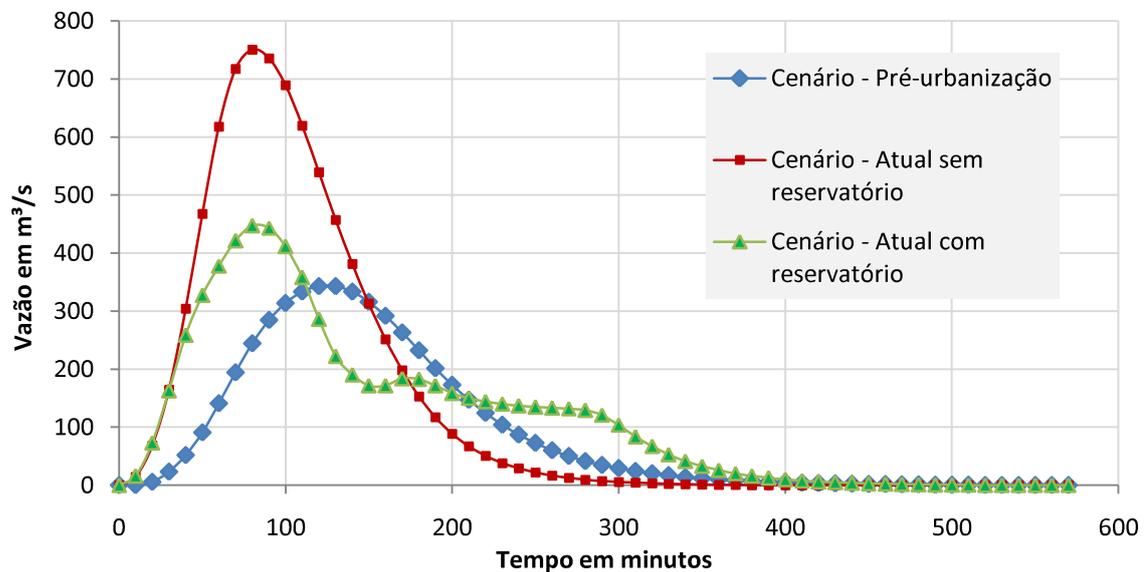
Bacia	Área [km ²]	Pico de vazão [m ³ /s]	Tempo do pico[U1]
SAOPERDOMEDIO	4,6262	142,1	01jan2000, 00:40
Junction-2	45,7525	515,3	01jan2000, 01:20
BC	45,7525	509,3	01jan2000, 01:30
SAOPEDROBAIXO	1,1154	39,6	01jan2000, 00:30
EXUTORIO	46,8679	515,2	01jan2000, 01:30

Fonte: A autora.

4.6.4 Comparação entre os resultados da ETAPA 2

Os valores das vazões no exutório podem ser verificadas na Figura 36 para cada tipo de cenário adotado, considerando um período de retorno de 100 anos. É possível notar que após a inserção dos reservatórios há um amortecimento no pico de vazão da bacia em relação ao cenário atual sem reservatórios, mas mesmo assim faz-se necessário a adoção de outros reservatórios dispostos ao longo da bacia, de forma a reduzir o pico para o limite da vazão de pré-urbanização.

Figura 36: Vazões para cenário de pré-urbanização, atual com e sem reservatórios (Tr = 100 anos)

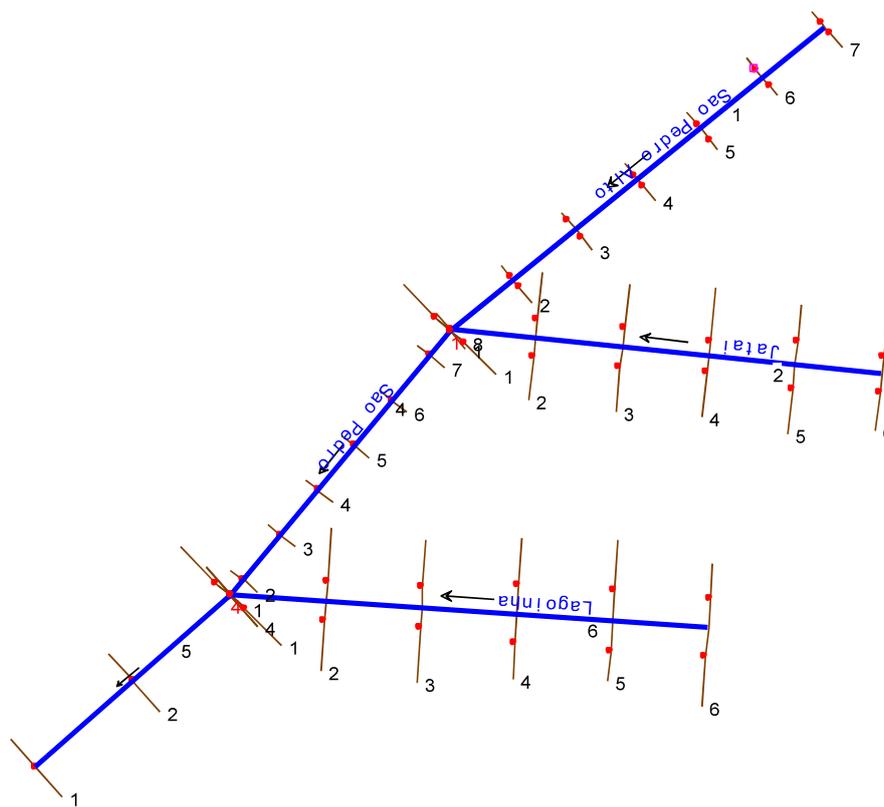


Fonte: A autora.

4.7 ETAPA 3 - Análise da modelagem hidrodinâmica do Córrego São Pedro canalizado

Para a terceira etapa são necessárias as seções transversais do trecho analisado da Avenida Governador Rondon Pacheco como dados de entrada para o *software* HEC-RAS. Essas seções foram obtidas a partir da planta planialtimétrica fornecida pela prefeitura com cota a cada 5 m e, através do AutoCAD Civil 3D, obteve-se os valores em função das coordenadas X e Y. As discretizações para o trecho da Avenida Rondon ocorreram a cada 500 m, já para os trechos de afluentes, a discretização foi a cada 200 m. A Figura 37 representa o *layout* adotado no HEC-RAS.

Figura 37: Estrutura adotada no HEC-RAS



Fonte: A autora.

Depois de realizar todas as etapas anteriores e com os resultados das vazões foi possível alimentar o HEC-RAS considerando as vazões de pré-urbanização, cenário atual sem reservatórios e por último, considerando a implantação dos reservatórios proposto na etapa 1, na bacia do São Pedro Alto, e o reservatório proposto por Justino (2004) na sub-bacia do

Lagoinha. Os valores do coeficiente de Manning foram adotadas para os cenários atual com e sem reservatório de 0,014 para os canais e 0,018 para as “encostas”, de acordo com a Tabela 4. Já para o cenário de pré-urbanização, os valores adotados foram considerando 0,030 para toda a seção.

4.7.1 Modelagem hidrodinâmica para o cenário de pré-urbanização

Para o cenário de pré-urbanização com período de retorno de 100 anos, os dados de vazões adotados encontram-se na Tabela 54. É importante observar que o valor adotado para o trecho no HEC-RAS do São Pedro Médio corresponde à soma do trecho AB, de 175,2 m³/s, mais a vazão advinda da sub-bacia São Pedro Médio, 60,3 m³/s. E não pela soma da sub-bacia São Pedro Alto, Jataí e São Pedro Médio, resultando em 268,8 m³/s. A justificativa se dá pela diferença entre o pico de vazões de cada sub-bacia.

Tabela 54: Valores das vazões de entrada no HEC-RAS cenário de pré-urbanização (Tr = 100 anos)

Trechos	Vazões de pré-urbanização
Jataí	135,6 m ³ /s
Lagoinha	144,3 m ³ /s
São Pedro Alto	72,9 m ³ /s
São Pedro Médio	235,5 m ³ /s
São Pedro Baixo	342,8 m ³ /s

Fonte: A autora.

Outros dados de entrada correspondem às condições de contorno do escoamento permanente (*stead flow*) de cada trecho. A opção utilizada foi a profundidade normal (*normal depth*), em que deverá ser inserido as declividades do fundo dos canais. Os valores adotados são ilustrados na Tabela 55. Para o São Pedro Médio, considerou-se os valores das Junction 1 e Junction 4 para *upstream* e *downstream*, respectivamente.

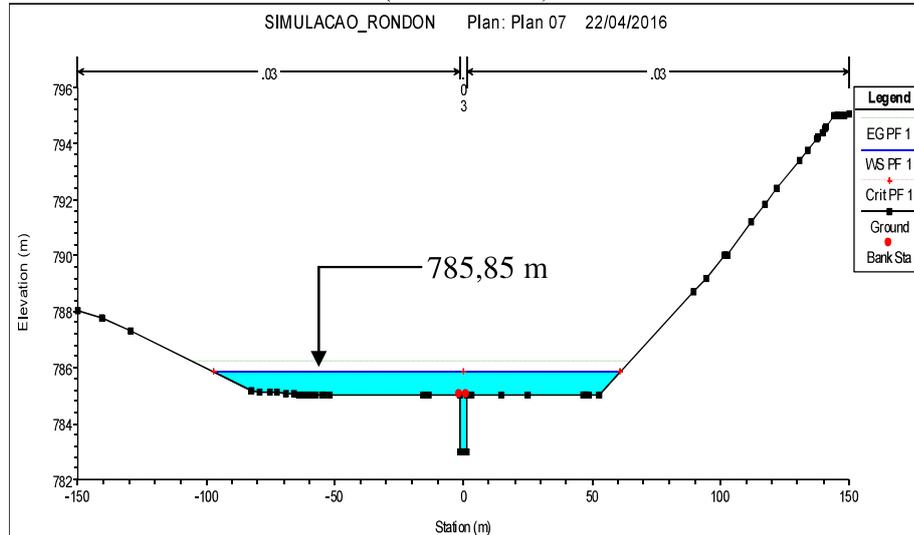
Tabela 55: Valores das declividades dos trechos (*normal depth*)

Trechos	Normal Depth
Jataí	0,0025485
Lagoinha	0,000281
São Pedro Alto	0,040014
São Pedro Médio	Junction=1 e Junction = 4
São Pedro Baixo	0,000435036

Fonte: A autora.

O resultado encontrado para a altura da lâmina de água na última seção do trecho São Pedro baixo pode ser ilustrado na Figura 38. Em que é possível observar que a altura da lâmina de água, inicialmente de 785 m, passou para 785,85 m, aumentando de 0,85 m.

Figura 38: Seção transversal no exutório da Bacia São Pedro - cenário de pré-urbanização (Tr = 100 anos)



Fonte: A autora.

Com a visualização desse perfil é possível concluir que a área de inundação no cenário de pré-urbanização atinge um comprimento longitudinal de aproximadamente 150 m e elevação de 85 cm de altura. Portanto, a área ribeirinha inundada é relativamente grande atingindo as residências às margens da Avenida Rondon Pacheco.

4.7.2 Modelagem hidrodinâmica para o cenário atual sem reservatórios

Os valores das vazões adotadas para o cenário atual sem a inserção de reservatórios nas bacias são ilustrados na Tabela 56. Para esta situação considerou-se também a soma dos trechos levando em questão os tempos de pico entre as bacias.

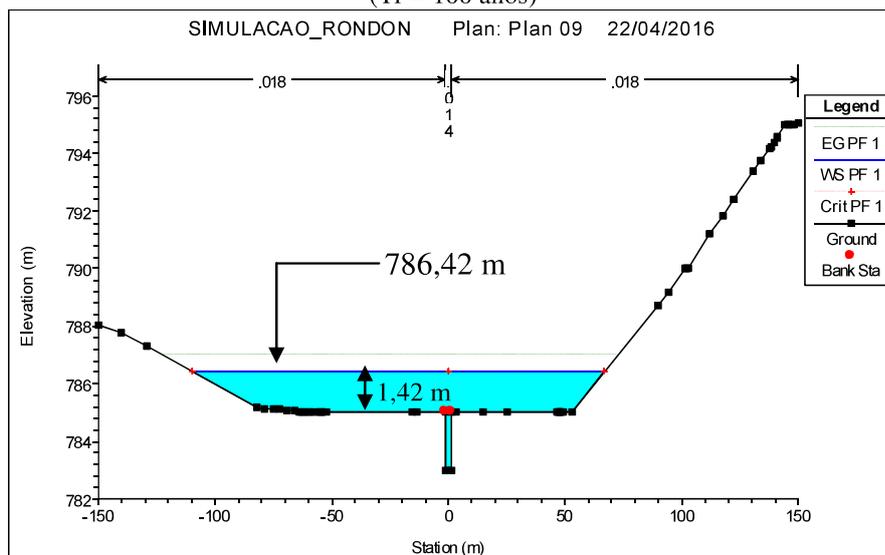
Tabela 56: Valores das vazões de entrada no HEC-RAS cenário atual sem reservatórios (Tr = 100 anos)

Trechos	Vazões
Jataí	306,9 m ³ /s
Lagoinha	303,2 m ³ /s
São Pedro Alto	113,2 m ³ /s
São Pedro Médio	559,2 m ³ /s
São Pedro Baixo	750,7 m ³ /s

Fonte: A autora.

Os resultados obtidos podem ser ilustrados na Figura 39. A altura da lâmina de água obtido para essa situação, considerando que a vazão no último trecho corresponde à 750,7 m³/s foi de 786,42 m, uma diferença de 57 cm da lâmina no cenário de pré-urbanização, sendo que a cota de fundo corresponde à 785 m.

Figura 39: Seção transversal no exutório da Bacia São Pedro - cenário atual sem reservatórios
(Tr = 100 anos)



Fonte: A autora.

4.7.3 Modelagem hidrodinâmica para o cenário atual com reservatórios

Para o cenário atual, foram adotados os reservatórios dimensionados na Etapa 1 da pesquisa e também o reservatório sugerido por Justino (2004) na sub-bacia do Lagoinha. Os valores das vazões estão expressos na Tabela 57.

Tabela 57: Valores das vazões de entrada no HEC-RAS cenário atual com reservatórios
(Tr = 100 anos)

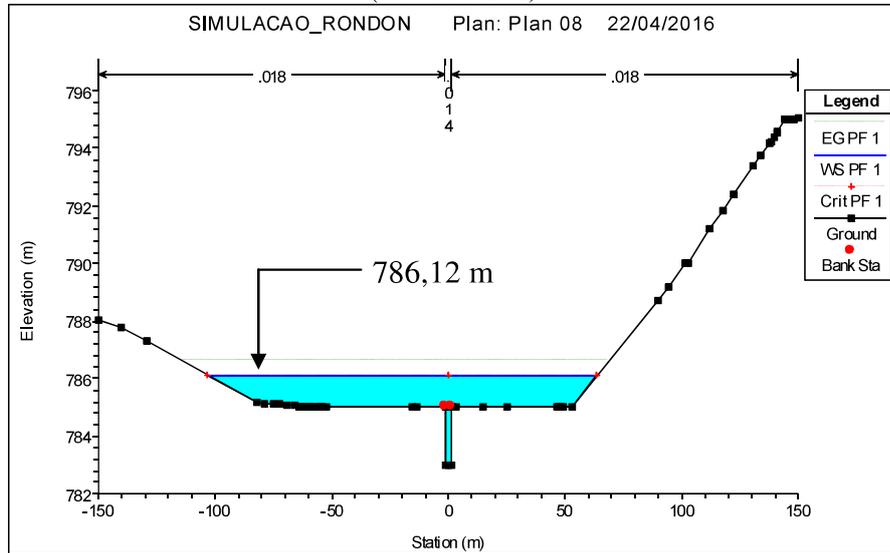
Trechos	Valores
Jataí	306,9 m ³ /s
Lagoinha	131,1 m ³ /s
São Pedro Alto	36,4 m ³ /s
São Pedro Médio	484,6 m ³ /s
São Pedro Baixo	515,2 m ³ /s

Fonte: A autora.

Considerando a implantação dos reservatórios apenas nas sub-bacias do São Pedro Alto e no Lagoinha, os resultados encontrados para a altura da lâmina de água não foram significativos,

pois esta alcançou uma cota de 786,12 m, sendo que a conta de fundo é de 785 m (Figura 40). Referente ao valor de pré-urbanização, a diferença entre as alturas das lâminas foi de 27 cm.

Figura 40: Seção transversal no exutório da Bacia São Pedro - cenário atual com reservatórios (Tr = 100 anos)



Fonte: A autora.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Neste trabalho foram apresentadas algumas medidas mitigadoras para a redução dos impactos causados pela inundação. Para isso é necessário adotar dispositivos de drenagem urbana que diminuam a vazão de pico para chuvas intensas. Os reservatórios de retenção têm sido utilizados de forma a controlar as enchentes, principalmente em áreas densamente urbanizadas. É necessário analisar parâmetros como intensidade pluviométrica para a região a qual será implantada e volume de água escoado superficialmente.

Por meio de *softwares* torna-se possível a determinação de hidrogramas resultantes bem como a modelagem hidrodinâmica. Nesta pesquisa, a priori, considerando uma sub-bacia do Córrego São Pedro, analisou-se o comportamento de reservatórios de retenção de múltiplas estruturas, otimizando as dimensões e dispositivo de saídas. Posteriormente, considerando a contribuição de escoamento de toda a bacia, foram analisados, para diversos cenários, os resultados da altura da lâmina de água para o trecho canalizado do Córrego São Pedro.

Verificou-se que com dispositivos de saída apenas no fundo dos reservatórios, os resultados apresentados pelos hidrogramas foram irrisórios no quesito amortecimento do pico de vazão. Uma hipótese para solucionar esse caso seria o aumento dos volumes de armazenamento. Ao executar essa situação as obras tornam-se cada vez mais onerosas e inviáveis, pois dependem de áreas maiores para implantação dos reservatórios, ou até mesmo, profundidades, e que, dependendo do perfil do solo, com rochas localizadas próximas às superfícies, dificulta a execução.

Portanto, para essas situações, a melhor opção foi redimensionar os dispositivos de saída de forma a otimizar o processo. No presente trabalho foi apresentada a implantação de reservatórios considerando cinco hipóteses, na qual, ao variar as posições de saída ao longo da altura, os resultados mostram-se tão promissores que foi possível voltar à hipótese inicial considerando reservatórios com profundidade de 1,50 m, impactando diretamente no custo final das obras.

Uma vez dimensionadas as estruturas considerando o período de retorno de 100 anos, fez-se a verificação para períodos de recorrências menores de forma a avaliar a eficiência das estruturas. Nesta pesquisa, os resultados foram favoráveis para todos os períodos de retorno adotados.

Outro aspecto essencial é que os projetos de reservatórios e melhorias no sistema de drenagem devem ser constantemente reavaliados ao longo da vida útil, pois o processo é dinâmico. Devido às mudanças climáticas, faz-se necessário atualizar os valores como a IDF de forma a prever situações mais severas futuramente, reduzindo assim o risco das obras hidráulicas falharem.

Ao caminhar na elaboração do projeto, foi possível perceber que, mesmo mantendo as condições de pré-urbanização impostas como limites, nem sempre será a solução para os efeitos causados pela inundação. Pois ao verificar a altura da lâmina de água produzida para o cenário de pré-urbanização, com período de retorno de 100 anos, a região de alagamento é consideravelmente grande, atingindo a população alocada na região da Avenida Rondon Pacheco. Visto isso, ressalta-se a importância de um Plano de forma a limitar as áreas ribeirinhas.

SUGESTÕES

Para futuros trabalhos, é essencial a existência de bancos de dados que sejam alimentados de forma contínua e que possam permitir a calibração e validação dos modelos adotados. Além disso, ressalta-se aqui a importância de imagens atuais com alta precisão, pois isso influencia diretamente nos resultados obtidos, cujos cálculos necessitam de parâmetros ligados as imagens, como exemplo, os valores do CN.

Outro aspecto sugerido refere-se à cenarização de chuvas espacializadas e defasadas de acordo com características locais da região em análise com base em estatísticas reais, pois assim as estruturas não serão superdimensionadas. Recomenda-se também a construção de modelos físicos reduzidos, de forma a obter os parâmetros a serem utilizados nos modelos de cálculo e realizar a otimização do processo.

Um estudo interessante compreende em limitar os valores das vazões advindos de cada sub-bacia de forma a não transbordar o canal na Avenida Rondon Pacheco, considerando vazões de restrições. A partir desse conceito, dimensionar reservatórios distribuídos por toda a bacia ou adotar outras medida que visam reduzir os picos de vazão e realizar um estudo econômico de viabilidade.

É sabido que os reservatórios de detenção também podem ser utilizados para controle da qualidade da água e/ou funcionar como bacias de infiltração, portanto, os reservatórios propostos nesta pesquisa podem ser adequados para realizar essas funções.

REFERÊNCIAS

ABREU, F. G. **Análise da influência da distribuição temporal das chuvas intensas e de cenários de uso e ocupação do solo na quantificação dos prejuízos econômicos diretos provocados pelas inundações urbanas.** Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. (2013).

ABTC – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS PRODUTORES DE TUBOS DE CONCRETO. **História da Pesquisa dos Valores do Coeficiente de Manning.** São Paulo, 2004. Disponível em:
<http://www.abtc.com.br/site/download/historia_coeficiente_manning.pdf>. Acesso em 03 fev. 2016.

AGUIAR, F. L.; JÚNIOR, W.I. M. **Ajuste de curvas por quadrados mínimos lineares.** Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 2015.

ALMEIDA, I.K. ; ALVES SOBRINHO, T.; SANTOS, B.B.; STEFFEN, J. L.; BACCHI, C. G. V. **Métodos estatísticos na determinação de vazão de referência.** ComunicataScientiae (Online), v. 5, p. 11-17, 2014.

BACK, A. J. **Chuvas Intensas e Chuva de Projeto de Drenagem superficial no Estado de Santa Catarina.** Florianópolis: Epagri, 2002. 65 p (Epagri Boletim Técnico, 123)

BEMFICA, D. C.; GOLDENFUM, J. A.; SILVEIRA, A. L. L. **Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, RS, v. 5, n. 4, p. 5-16, 2000.

BIDONE, F.; TUCCI, C. E. M. Microdrenagem. In: Tucci,C.E.M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. **Drenagem Urbana.** Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1995, V.5, p.277-347.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes.** São Paulo: Oficina de textos, 302 p. 2005.

CETESB (COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL). **Drenagem urbana – Manual de projeto.** 3. ed. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 1986

CSOBI, A. **Amortecimento superficial nos sistemas de micro-drenagem em regiões de baixa declividade**. Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, p. 154. 2011.

DEP – DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS. **Manual de drenagem urbana**. Porto Alegre: DEP, [2005]. 167 p.

DISTRITO FEDERAL. 2009. **Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal**. Secretaria de Estado de Obras. Brasília: Concremat Engenharia. 275 p.

DUCHESE, S. e MAILHOT, A. (2009). **Design Criteria of Urban Drainage Infrastructures under Climate Change**. Journal of Water Resources Planning and Management.

FCTH, **Manual de Drenagem Urbana para a PMSP**, São Paulo, 1997.

HEC-RAS – Hydrologic Engineering Centers River Analysis System. **HEC-RAS River Analysis System**. [S.l]:[s.n], 1997.

HEC-RAS - Hydrologic Engineering Centers River Analysis System. **HEC-RAS River Analysis System**. [S.l]: [s.n.], 2010.

IBGE. **Censo Demográfico 2010**. Características da população e domicílios. IBGE: Uberlândia, 2010.

JUSTINO, E. A. **Estudo do controle do escoamento superficial com o uso de reservatório de retenção na bacia do córrego lagoinha, Município de Uberlândia-MF**. 2004. 183f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2004.

LIMA, J. L. M. P.; MARTINS, C. M. T.; MENDES, M. G. T.; ABREU, J. M.; ALMEIDA, J. P. L.; LIMA, I. P. 2010. **Hidrologia urbana Conceitos básicos**. ed. 1. Lisboa: LISBOAQ: Cor Comum Serviços Gráficos, Ltda.

MAGNI, N.L.G. **Estudo Pontual das Chuvas Intensas**. Tese (Doutorado). EPUSP, 1984.

MCCUEN, R. H. (1998) **Hydrologic Analysis and Design**. Prentice Hall 3rd Edition, Englewood Cliffs, New Jersey, 850p.

MINISTÉRIO DAS CIDADES – **Manual para apresentação de Propostas para sistemas de Drenagem urbana sustentável e de Manejo de águas pluviais**. Secretaria nacional de saneamento ambiental – Brasília – 2002.

MOREIRA, A. A. C.; COSTA, C. T. F.; TAVARES, P. R. L.; MENDONÇA, L. A. R. (2011). **Caracterização morfométrica e hidrologia da bacia hidrográfica do rio Salamanca, Barbalha, CE**. In Anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Maceió.

NAKAZONE, L. M. **Implantação de reservatórios de retenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU, 2005**. 287p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

NISHIYAMA, L. **Procedimentos de mapeamento geotécnico como base para análises e avaliações ambientais do meio físico, em escala 1:100.000: aplicação no município de Uberlândia-MG.** (Tese de Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 1998.

National Engineering Handbook, Section 4, Supplement A, **Hydrology**. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, D.C., 1957

PORTO, R. M. Análise de desempenho de bacias de retenção. In: BRAGA, B.; TUCCI, C.; TOZZI, M. **Drenagem Urbana: Gerenciamento, simulação e controle**. Porto Alegre: editora UFRGS/ABRH, 1998. P. 177-187.

RAIMUNDO, A. P. **Estruturas hidráulicas utilizadas em reservatórios de controle de cheias**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

RIO-ÁGUAS (2010). **Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana**. Rio de Janeiro, 2010.

ROMÁN, J. S. S. **HEC-HMS – Manual elemental**. Universidade de Salamanca. Espanha, 2015.

ROS, D. A. **Análise de sistemas complexos de drenagem urbana**. (Tese de doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. São Paulo, 2012.

SCHUELLER, T. **Controlling Urban Runoff: A Practical Manual Planning and Designing Urban BMPs**. Washington, metropolitan Washington Council of Governments. 1987.

SECRETARIA ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE – SEMA. **Bacia Hidrográfica**. 2010. Disponível em: http://www.sema.rs.gov.br/conteudo.asp?cod_menu=54. Acesso em 24 set. 2014.

SILVA, M. K.; SILVEIRA, A. L. L. **Modelo para pré-dimensionamento de bacias de retenção para controle da poluição difusa das águas pluviais no município de Porto Alegre**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 17, p. 121-130, 2009.

SOLUÇÕES PARA CIDADES. **Projeto técnico: Reservatório de retenção**. 2013. Disponível em: http://www.solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/09/AF_Reservatorios%20Deten_web.pdf. Acesso em 12 maio 2015.

STRAHLER, Arthur N. Quantitative geomorphology of drainage basins and channel networks. In: CHOW, Ven Te (Ed.). **Handbook of applied hydrology: a compendium of water resources technology**. New York: Mc-Graw Hill, 1964. Section 4-II Part II, 4-39 – 4-75.

STRAHLER, A. N. **Quantitative analysis of watershed geomorphology**. New Haven: Transactions: American Geophysical Union, v.38, n.6, p.913-920, 1957.

SUDERHSA. Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Medidas não-estruturais. **Plano Diretor de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba**. CH2MHILL Engenharia do Brasil Ltda., 2002.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos hidráulicos para obras municipais**. São Paulo: Editora Navegar, 2002.

_____. **Curso de Manejo de Águas Pluviais. Método de Muskingum-Cunge**. São Paulo, 2008. Disponível em: <
http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo_29_metodo_cunge.pdf>.

_____. **Curso de Manejo de Águas Pluviais**. São Paulo, 2011. Disponível em: <
http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo_50_formula_de_manning_galerias_e_canaais.pdf>.

TUCCI, C. E. M.; BERTONI, J. C. **Inundações urbanas na América do Sul**. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2003.

TUCCI, C. E. M. 1999. **Água no Meio Urbano**. In: *Águas Doce do Brasil* Rebouças, A C.; Braga, B.P. F; Tundisi, J.G. (cap.14) p. 475-508. São Paulo: Escrituras.

_____. **Gerenciamento da drenagem urbana. IN RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, RS. Vol. 7, n. 1(2002 jan/mar). 2002.

_____. **Gestão da drenagem urbana**. Brasília, DF: CEPAL. Escritório no Brasil/IPEA, 2012. (Textos para Discussão CEPAL-IPEA, 48).

_____. **Inundações urbanas**. In: TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. *Drenagem urbana*. 1.ed. Cap. 1, p. 15-36. Porto Alegre: ABRH / Editora da Universidade / UFRGS, 1995.

_____. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 2.ed.; 1.reimp. – Porto Alegre: Ed. Universidade/ UFRGS:ABRH, 2000.

URBONAS, B.; STAHERE, P. **Stormwater: best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management**. EnglewoodCliffs: Prentice Hall, 1993.

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

APÊNDICE A

