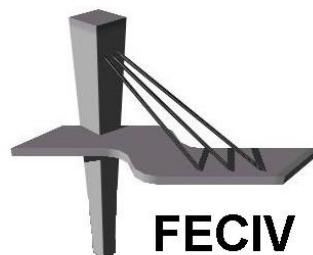


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS
RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO
DOMICILIARES NO ESCOAMENTO
SUPERFICIAL URBANO

MARCELO MARTINELLI FRANCISCHET

UBERLÂNDIA, MARÇO DE 2012



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



Marcelo Martinelli Francischet

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS RESERVATÓRIOS
DE DETENÇÃO DOMICILIARES NO ESCOAMENTO
SUPERFICIAL URBANO**

Texto apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia para a defesa de
dissertação, como parte dos requisitos para a obtenção do
título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho

UBERLÂNDIA, MARÇO DE 2012



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ATA Nº: 098/2012

CANDIDATO: Marcelo Martinelli Francischet

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho

TÍTULO: "Análise da influência dos reservatórios de detenção domiciliares no escoamento superficial urbano".

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Engenharia Urbana

LINHA DE PESQUISA: Planejamento e Infraestrutura Urbana

DATA DA DEFESA: 30 de março de 2012

LOCAL: Sala de projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 14:00 - 15:45

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

APROVADO

REPROVADO

OBS:

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:


Professor Orientador: **Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho – FECIV/UFU**


Membro externo: **Prof. Dr. Fernando das Graças Braga da Silva - UNIFEI**


Membro: **Prof. Dr. Marcio Ricardo Salla – FECIV/UFU**

Uberlândia, 30 de março de 2012.

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Luiz e Geny pelo empenho a tudo quanto me deram e a minha esposa Vanessa pela dedicação às nossas vidas.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela oportunidade deste projeto de pesquisa, pois, trouxe-me além de conhecimentos teóricos, experiências de vida que tanto necessitava.

Aos meus pais pelo apoio incondicional e inalterável em buscar mais um degrau de minha vida.

À minha esposa Vanessa, pois, em nenhum minuto desistiu e fez-me desistir do objetivo desta nova etapa de nossas vidas, mesmo nos momentos mais difíceis.

Aos professores e amigos José Eduardo Alamy Filho e Márcio Ricardo Salla pelos elogios ao trabalho e pelo incentivo para o seu término desde o meu início neste Programa de Pós-Graduação.

Ao professor e componente da banca do Exame de Qualificação Carlos Eugênio Pereira também pelos elogios e incentivo à finalização deste trabalho.

Aos funcionários Sueli, pela ajuda e paciência nos momentos de esquecimentos de algumas obrigações e, Vino e Vanderlei, pela ajuda no ensaio de laboratório.

RESUMO

Os reservatórios de detenção domiciliares de armazenamento temporário da água de chuva têm sido propostos como uma nova medida de controle de vazões do escoamento superficial urbano. Este trabalho estudou o efeito da implantação destes reservatórios de amortecimento em um bairro da cidade de Uberlândia (MG), situado na bacia do Córrego da Lagoinha com o cenário de urbanização, por meio de simulação hidrológica elaborada em programação *Visual Basic for Applications (VBA)*. Foram dimensionados e utilizados três reservatórios domiciliares: o primeiro e maior, foi dimensionado com inserção total da precipitação para uma chuva inicial de período de retorno de 10 anos e testado para as chuvas máximas de projeto de 100 e 200 anos, tendo um volume de amortecimento de $5,015 \text{ m}^3$, enquanto os outros dois foram dimensionados com inserção parcial da precipitação, por meio da utilização de uma caixa servidora, para uma chuva inicial de período de retorno de 05 anos e testados para chuvas máximas de projeto de 100 e 20 anos, respectivamente, onde seus volumes de amortecimento foram de $3,25 \text{ m}^3$ e $1,50 \text{ m}^3$. Os resultados obtidos para a simulação hidrológica dos três reservatórios mostraram que, a atenuação dos picos de vazão para as suas chuvas máximas, as eficiências foram de 32,23%, 24,27% e 15,47% para os reservatórios de $5,015 \text{ m}^3$, $3,25 \text{ m}^3$ e $1,50 \text{ m}^3$, respectivamente, e retardo no tempo de pico de 50,81%, 34,0% e 19,61%.

Palavras-chave: Reservatório de detenção domiciliar, controle de escoamento superficial, drenagem urbana, atenuação de vazão de pico, controle de enchentes.

ABSTRACT

The home detention reservoirs for temporary storage of rain water have been proposed as a new control measure discharges in urban runoff. This work studied the effect of implementing these reservoirs damping in a neighborhood of the city of Uberlândia (MG), located in the Córrego da Lagoinha basin with the scenario of urbanization through hydrological simulation program developed in Visual Basic for Applications (VBA). Were designed and used home three reservoirs: the first and largest, has been designed with full insertion of the precipitation to rain initial return period of 10 years and tested for rain maximum design of 100 and 200 years, having a damping volume to 5.015 m^3 , while the other two were rated partial insertion of precipitation, by using a box server, to a rain initial return period of 05 years and tested for maximum rains design of 100 and 20 years, respectively where their damping volumes were 3.25 and 1.50 m^3 . The results for the three reservoirs hydrologic simulation showed that the attenuation of the peak flows to their maximum rains, the efficiencies were 32.23%, 24.27% and 15.47% for the reservoirs 5.015 m^3 , 3.25 m^3 e 1.50 m^3 , respectively, and delayed the peak time of 50.81%, 34.0% and 19.61%.

Keywords: On Site Detention (OSD), Reservoir of domiciliary detention, control of superficial draining, urban draining, attenuation of peak outflow, flood control.

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

SÍMBOLOS

μ	- Média aritmética da distribuição de Gumbel
α	- Parâmetro adimensional da distribuição de Gumbel
β	- Parâmetro adimensional da distribuição de Gumbel
α'	- Parâmetro adimensional do método de Baker
A	- Área da bacia
A_s	- Área da seção de um canal ou tubulação
a	- Área entre as curvas de nível
C	- Coeficiente de escoamento superficial
C'	- Parâmetro da equação intensidade-duração-frequência
C_c	- Coeficiente de contração da veia líquida
C_d	- Coeficiente de descarga
C_d'	- Coeficiente corrigido de descarga do orifício
C_v	- Coeficiente de duração de velocidade
C_v	- Coeficiente para determinação da velocidade de escoamento em superfície
D	- Diâmetro do vertedor
d, y	- Diâmetro do orifício circular
D_d	- Densidade de drenagem da bacia
E	- Elevação média da bacia
e	- Elevação média entre duas curvas de nível
e'	- Espessura da parede de orifício
E_{calc}	- Elevação do leito obtido pela equivalência de áreas

E_f	- Elevação final do leito do álveo
E_i	- Elevação inicial do leito do álveo
F	- Frequência de ocorrência de um evento hidrológico
g	- Aceleração gravitacional
H	- Carga do vertedor
h	- Carga sobre o centro do orifício
h_1	- Altura do nível de água à geratriz superior do orifício
h_2	- Carga sobre a geratriz inferior do orifício
i	- Intensidade média da chuva
I	- Vazão de entrada do reservatório
k	- Parâmetro de correção do coeficiente de descarga
K	- Tempo de médio de transito da onda de Muskingun-Cunge
kc	- Coeficiente de compacidade da bacia
kf	- Coeficiente de forma da bacia
L	- Comprimento da bacia
l	- Extensão média do escoamento superficial
L'	- Comprimento total dos cursos de água
L_h	- Extensão horizontal do curso de água entre dois pontos
L_i	- Comprimento de cada trecho do curso de água
L_t	- Comprimento talvegue
L_v	- Largura do vertedor
P	- Perímetro da bacia
P'	- Altura de precipitação
Ph	- Chuva acumulada do método SCS
Pr	- Chuva total do método SCS
Q	- Vazão de saída do reservatório
Q_2	- Vazão de saída do reservatório no tempo final
Q_{antes}	- Vazão de pico antes do desenvolvimento da bacia
Q_{depois}	- Vazão de pico depois do desenvolvimento da bacia
Q_o	- Vazão do orifício
Q_p	- Vazão de pico

Q_v	- Vazão do vertedor
r	- Raio do círculo correspondente da bacia
R	- Risco associado a um evento hidrológico
S	- Armazenamento do reservatório
S_2	- Armazenamento do reservatório no tempo final
S_g	- Desvio-padrão da distribuição de Gumbel
S_i	- Declividade de cada trecho do curso de água
S_{in}	- Sinuosidade do curso de água
S_o	- Seção do orifício
t_c	- Tempo de concentração
T_d	- Tempo de concentração depois do desenvolvimento
Tr	- Período de retorno
V	- Velocidade de escoamento
V_{depois}	- Volume do escoamento
V_{esd}	- Volume de escoamento superficial direto
V_s	- Volume do reservatório
X	- Fator de ponderação das vazões de Muskingun-Cunge

ABREVIATURAS

$ZR1$	- Zona Residencial 1
$ZR2$	- Zona Residencial 2

SIGLAS

SCS	- <i>Soil Conservation Service</i>
$CABC$	- Simulador hidrológico da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
$IBGE$	- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
$CDHU$	- Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano

SCS - *Soil Conservation Service*

DAEE - Departamento de Água e Energia Elétrica

RMSP - Região Metropolitana de São Paulo

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1.1 APRESENTAÇÃO	1
1.2 OBJETIVO	3
1.3 JUSTIFICATIVA.....	3
CAPÍTULO 2	5
2.1 EVOLUÇÃO DO CONCEITO DE DRENAGEM URBANA	5
2.2 LEGISLAÇÃO EXISTENTE.....	7
2.3 O RESERVATÓRIO DE ACUMULAÇÃO COMO FERRAMENTA	8
2.4 BACIA HIDROGRÁFICA.....	15
2.4.1 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA	16
2.5 PRECIPITAÇÕES	24
2.5.1 DISTRIBUIÇÃO DE GUMBEL	24
2.5.2 INTENSIDADES PLUVIOMÉTRICAS MÉDIAS.....	25
2.5.3 EQUAÇÃO INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA	25
2.5.4 DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL.....	27

2.5.5	HIDROGRAMA DE CHEIA	33
2.6	RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO	33
2.6.1	DETERMINAÇÃO PRELIMINAR DO VOLUME	34
2.6.2	DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS DE SAÍDA.....	35
2.6.3	MÉTODO DE PROPAGAÇÃO DE CHEIA EM RESERVATÓRIO (ROUTING)	43
2.7	PERÍODO DE RETORNO.....	47
2.8	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	48
2.9	DURAÇÃO DA CHUVA	52
2.10	ESTIMATIVA DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL	52
2.10.1	MÉTODO RACIONAL	52
2.10.2	MÉTODO DO SCS (<i>SOIL CONSERVATION SERVICE</i>)	56
2.10.3	MÉTODO SANTA BÁRBARA.....	61
2.11	CANAIS	63
2.11.1	AMORTECIMENTO EM CANAIS.....	65
2.12	SISTEMA DE DRENAGEM URBANA	72
2.12.1	MICRO-DRENAGEM.....	73
2.12.2	MACRO-DRENAGEM	81
	CAPÍTULO 3	84

3.1 LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE UBERLÂNDIA (MG).....	84
3.2 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA	85
3.2.1 LOCALIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA.....	85
3.2.2 DELIMITAÇÃO DOS DIVISORES DE ÁGUA.....	86
3.2.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	86
3.2.4 CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS	87
3.2.5 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS	88
3.2.6 CARACTERÍSTICAS DA COBERTURA VEGETAL	90
3.2.7 CARACTERÍSTICAS DO USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	91
3.2.8 CÁLCULO DO NÚMERO DE CURVA CN	94
3.2.9 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DA BACIA	95
3.3 ANÁLISE DAS PRECIPITAÇÕES	95
3.3.1 OBTENÇÃO DAS CHUVAS DE 1 DIA PELA DISTRIBUIÇÃO DE GUMBEL EM FUNÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA	98
3.3.2 CÁLCULO DAS ALTURAS PLUVIOMÉTRICAS.....	98
3.3.3 CÁLCULO DAS INTENSIDADES PLUVIOMÉTRICAS.....	100
3.3.4 EQUAÇÃO INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA	100
3.3.5 HIETOGRAMA CARACTERÍSTICO.....	103
3.4 RESERVATÓRIO DOMICILIAR	106

3.4.1	ESCOLHA DA CONFIGURAÇÃO DO RESERVATÓRIO	106
3.4.2	DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DO RESERVATÓRIO	108
3.4.3	ESCOLHA DOS DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS DE SAÍDA.....	111
3.4.4	VERIFICAÇÃO EXPERIMENTAL DO ESCOAMENTO EM ORIFÍCIO DE FUNDO.....	113
3.4.5	MÉTODO ROUTING.....	118
3.4.6	OTIMIZAÇÃO DAS DIMENSÕES DO RESERVATÓRIO.....	124
3.4.7	HIDROGRAMAS FINAIS DO RESERVATÓRIO.....	126
3.4.8	CONFIGURAÇÕES FINAIS DO RESERVATÓRIO	128
3.4.9	REESTRUTURAÇÃO DO RESERVATÓRIO	129
3.4.10	OUTRA REESTRUTURAÇÃO DO RESERVATÓRIO.....	137
3.5	BACIA HIDROGRÁFICA DO CÓRREGO DA LAGOINHA	141
3.5.1	LEGISLAÇÕES UTILIZADAS	142
3.5.2	PREVISÃO DA URBANIZAÇÃO FUTURA	142
3.5.3	PREVISÃO DE URBANIZAÇÃO FUTURA DOS CONDOMÍNIOS 144	
3.5.4	RETIFICAÇÃO DA URBANIZAÇÃO EXISTENTE.....	145
3.5.5	QUANTIFICAÇÃO DA BACIA	147
3.6	SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA	149

3.7 ORÇAMENTOS DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO ADOTADOS	162
3.7.1 ANÁLISE DOS CUSTOS DE MICRO E MACRORESERVATÓRIOS	166
CAPÍTULO 4	168
4.1 CONCLUSÃO	168
4.2 SUGESTÕES.....	170
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	172

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação

A partir da segunda metade do século passado, as cidades brasileiras vêm apresentando um crescimento urbano expressivo, cuja infraestrutura urbana, inclusive a drenagem pluvial, não tem acompanhado este desenvolvimento por falta de investimentos. Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2010), nos anos 1960, o Brasil tinha uma taxa de urbanização de 44,7%, enquanto que em 1980, esta taxa era de 67,6% do total da população. Entre 1991 e 1996, o país já tinha uma elevada taxa de urbanização de 78,4%. Finalmente, nesta última pesquisa por amostra de domicílios, a taxa de urbanização ficou em 84%. Segundo Heller (2005, p. 38) *apud* Reani e Segalla (2006), “tão elevadas taxas de crescimento da urbanização, agravadas pelos problemas de distribuição de riqueza no país, resultaram em grave carência de infraestrutura urbana”.

A urbanização altera o processo de escoamento superficial das águas pluviais em termos de aumento de sua velocidade e vazão, produzindo um hidrograma divergente do hidrograma em condições naturais, que possui “variação lenta de vazão e com picos de enchentes moderados”, segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 16). Desta forma, o pico de vazão máxima tende a ser maior, antecipando-se em relação ao pico da bacia não ocupada.

Se a ocupação não seguir nenhuma diretriz urbanística e se a infraestrutura de macrodrenagem for negligenciada, essa vazão máxima assume um valor excessivo, provocando enchentes e inundações. Segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 22), “quando o poder

público não controla essa urbanização ou não amplia a capacidade da macrodrenagem, a ocorrência das enchentes aumenta, com perdas sociais e econômicas”.

Conforme Barros (1995, p. 163) “quando as águas são captadas e conduzidas por sistemas apropriados, o problema pode passar a existir no ponto de lançamento das águas pluviais”, ou seja, mesmo com uma micro-drenagem bem dimensionada e executada, a macro-drenagem pode ficar comprometida devido à falta de sua reestruturação ou planejamento.

Para reparar ou atenuar os efeitos dessas alterações, há o emprego de medidas estruturais e não-estruturais, onde as primeiras envolvem vultosas somas de recursos para a construção de elementos físicos e a segunda classe de medida, exige Planos Diretores e Legislações para o controle de enchentes (POMPÊO, 2002). O reservatório de detenção domiciliar é uma alternativa de medida estrutural, possivelmente de baixo custo, para aplicação de recursos públicos ou privados.

A Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB (1980, p. 03) recomenda a construção de reservatórios de acumulação a montante em áreas altas, preservando as regiões de baixada, como uma possibilidade bastante interessante que “pode diminuir custos, e aumentar benefícios resultantes” por meio de um planejamento de drenagem com estudos mais amplos.

Desse modo, o reservatório de detenção domiciliar, dentro da abrangência de um lote urbano, “fração básica das cidades” (CARVALHO, SALES e VARGAS, 2005), poderá ser um empreendimento viável como elemento complementar da micro-drenagem, pois sua concepção é a de retardamento da vazão de escoamento, o que pode significar a amenização dos problemas da macro-drenagem e a mudança quanto ao aspecto inadequado do escoamento rápido da água precipitada. Aliado a isso, a gerência adequada do planejamento da drenagem é um grande fator de controle do aumento das cheias devido à urbanização.

As conseqüências da falta de planejamento, regulamentação e fiscalização, são percebidas quando a área encontra-se toda ocupada, e as perdas sociais e econômicas, anteriormente

citadas, começam a acontecer, necessitando, a partir daí, de soluções dispendiosas, pagas indiretamente pelo contribuinte por meio de impostos e tributos. “Quando o sistema de drenagem não é considerado desde o início da formulação do planejamento urbano, é bastante provável que esse sistema, ao ser projetado, revele-se ao mesmo tempo, de alto custo e ineficiente” (CETESB, 1980, p. 03).

O reservatório de acumulação em lotes urbanos, de forma a limitar as condições do escoamento nos moldes da bacia natural, é uma medida que pode ser adotada, tanto para as áreas a serem urbanizadas como nas construções novas das áreas já ocupadas.

1.2 Objetivo

Este estudo tem a finalidade de avaliar o efeito gerado no escoamento superficial, pela utilização de pequenos reservatórios de retenção em lotes residenciais, por meio de simulação hidrológica, comparando-se os hidrogramas de cheia para as condições de pré e pós-ocupação de uma bacia hidrográfica.

Pretende-se com este estudo, fornecer subsídios ao planejamento urbano-territorial, com vistas à redução dos picos de escoamento superficial direto.

1.3 Justificativa

As grandes cidades de um modo geral passam por problemas em sua drenagem urbana, pela prática de uma política urbana deficitária, intensificada por uma filosofia errônea de retirada rápida da água precipitada, a qual permaneceu até a década de 1960, quando teve início o questionamento das técnicas tradicionais relacionadas a esta filosofia, sendo necessário apresentar estudos e resultados aplicáveis na solução das situações provocadas pelo excesso de escoamento superficial direto.

Mais de 80 % da população brasileira concentra-se no meio urbano, situação que continua em crescimento e de forma caótica, combinada com a falta de conhecimento e desinteresse na solução das enchentes urbanas. Segundo as Diretrizes Estratégicas para o Fundo de Recursos Hídricos de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (MCT/CGE, 2001), apud

Esteves e Mendiondo (2003), o Brasil perde, anualmente, valores superiores a 1 bilhão de dólares com enchentes urbanas.

Tendo em vista os aspectos crescimento populacional, evolução da drenagem urbana, quanto ao conceito de amortecimento da velocidade do escoamento superficial e a regulamentação, por parte das cidades, em seus planos diretores, da formatação de pequenos reservatórios de retenção para a consumação desta tendência, o presente estudo pretende avaliar o efeito no escoamento superficial, impelido pelo reservatório de retenção domiciliar, instalado em lotes das áreas urbanas, no sentido de minimizar os picos de vazão do escoamento superficial, podendo, a proposta, ser aplicada em quaisquer áreas urbanas. Seu emprego também evita o impacto ambiental causado pela utilização de reservatórios de retenção e retenção maiores. As informações advindas das pesquisas poderão, ainda, subsidiar a elaboração de planos diretores de drenagem urbana.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Evolução do conceito de drenagem urbana

As soluções para drenagem urbana remontam aos tempos antes da vinda do Cristo, quando o homem passa do nomadismo para o sedentarismo, originando as aldeias, e depois as cidades. A drenagem neste primeiro momento tinha sua utilização na irrigação de cultivos de cereais, expandindo-se para drenagem urbana das pequenas cidades existentes, segundo Medeiros Filho (2002).

A evolução do conceito de drenagem urbana, segundo Silveira (1998), atualmente atinge sua terceira etapa: iniciou no século XIX com o conceito “higienista”, surgido na Europa, permeando pela “racionalização e normatização dos cálculos hidrológicos”, chegando aos dias atuais, com a “abordagem científica e ambiental do ciclo hidrológico urbano”.

O conceito higienista (“Tout à l’égout”, ou “Tudo ao esgoto”), preconizava a retirada rápida de toda e qualquer água passível de contaminação, exposta nas ruas, por meio de canalização subterrânea, onde “as águas da chuva escoavam junto com os esgotos (sistema único)”, segundo O2 Engenharia (2007).

A racionalização e normatização dos cálculos hidrológicos são explicadas cronologicamente por Lazari (2007), desde 1940 aos dias atuais, onde o autor aborda as idéias e as técnicas empregadas em cada uma delas, como exposta a seguir.

A partir de 1940, acrescenta-se à retirada rápida das águas acumuladas a melhoria do fluxo pluvial com a execução de cortes de meandros, retificações e mudanças de declividade de fundo, ocasionando a transferência do problema para outras áreas ou para o futuro, seguindo as técnicas tradicionais de controle do escoamento na calha do rio.

A partir de 1960, a abordagem tradicional é questionada direcionando-a ao planejamento da ocupação das planícies de inundação, buscando restringir a ocupação da área e ao tipo de obra construída.

A partir de 1970, inicia-se o conceito de atenuação dessa velocidade de escoamento das águas acumuladas, por meio de medidas compensatórias, como a atenuação de picos de vazões por armazenamento temporário ou permanente, utilizando-se de bacias de detenção e bacias de retenção, respectivamente, Figura 2.1.



Figura 2.1 – Exemplo de bacias de detenção e retenção.

Fonte: Lazari (2007).

A partir de 1980, implanta-se o raciocínio de que as soluções desejáveis são aquelas que atuam sobre as causas, por meio do controle de fluxos na origem, redução de volumes escoados, armazenamentos localizados no lote urbano, sistemas para infiltração, novas posturas tecnológicas, manutenção permanente, comprometimento dos cidadãos. São também exemplos destas soluções: trincheira de infiltração, sistemas de armazenamento local, pavimento poroso, sistema de filtração e bacia de infiltração.

A partir de 1990, surge o conceito de drenagem urbana sustentável, idéia que persegue a racionalidade na exploração do ambiente ocupado e reconhece a complexidade das relações entre os ecossistemas naturais, o sistema urbano artificial e a sociedade, para a manutenção da sustentabilidade ecológica, econômica e social.

É o momento de buscar empregar coerência nas soluções adotadas no controle de cheias e qualidade das águas, na gestão de recursos hídricos e saneamento ambiental, planejando os sistemas naturais e urbanos pela conservação da natureza. Atualmente, as soluções almejam a recuperação de áreas para infiltração, aumento da capacidade de retenção, utilização sustentável das águas de chuva e revitalização dos cursos de água.

2.2 Legislação existente

Na esfera federal, a lei máxima da União, a Constituição Federal do Brasil, em seu artigo 182, estabelece aos municípios a responsabilidade de desenvolver as funções sociais da cidade e garantir o bem estar de seus habitantes, utilizando como instrumento o plano diretor.

Na esfera municipal, o planejamento e o gerenciamento do bem-estar público, têm como instrumentos, além do plano diretor, leis que implementam o uso dos reservatórios de acumulação em lotes, com dimensão proporcional ao tamanho do lote, como por exemplo: Lei 4.808 de 26 de outubro de 1988, do Município de Uberlândia; Lei 5.617 de 09 de novembro de 2000, do Município de Guarulhos; Lei 13.276 de 04 de janeiro de 2002, do Município de São Paulo; Lei Complementar nº 44, de 29 de dezembro de 2.000, do Município de Jaboicabal; Lei Complementar Municipal nº 0012/2006, de 22 de novembro de 2006, do Município de Brotas e Lei nº 13.246, de 27 de novembro de 2003, do Município de São Carlos.

Contudo, entre a elaboração da legislação e a implementação desta por parte do poder público municipal, o caminho é longo. Segundo o IBGE (2007), “Somente 7,5% dos municípios brasileiros utilizam reservatórios de acumulação ou detenção, tidos como uma das principais alternativas para a minimização dos problemas gerados pela urbanização”.

2.3 O reservatório de acumulação como ferramenta

O reservatório domiciliar tem a finalidade de reter temporariamente o volume excedente do lote residencial, permitindo que este seja transmitido de forma gradativa às áreas de jusante, ou seja, capta a água escoada no lote com determinada vazão de entrada (hidrograma afluente), ocasionada por um hietograma característico da água precipitada e pela resposta da superfície do lote. A água armazenada em seu interior é liberada de forma gradual (hidrograma efluente), pelos dispositivos hidráulicos de saída, orifícios e vertedores, por exemplo, visando obter a vazão nos moldes do hidrograma natural, (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995, p. 307), ver Figura 2.2.

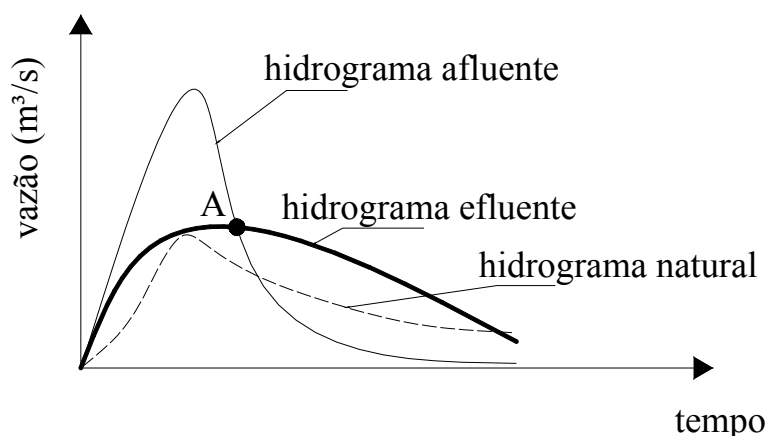


Figura 2.2 – Hidrograma efluente de um reservatório.

Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995, p. 28), modificado.

Os exemplos descritos a seguir são de pesquisas que estudaram o seu efeito em modelos experimentais, os avaliaram em sistemas já implantados, ou em modelos matemáticos.

Carvalho, Sales e Vargas (2005), dimensionaram estruturas de infiltração, como poços, conforme mostrado na Figura 2.3, utilizando-se de três critérios aplicados a um lote padrão de 175,0 m², como alternativa à melhoria do equilíbrio hidrológico, controle de enchentes e recarga do lençol freático, na cidade de Goiânia. Os autores concluíram que para atender as imposições da Lei Municipal quanto à média densidade populacional da cidade de Goiânia, um poço de diâmetro de 110 cm, a um custo de R\$ 383,92 é suficiente.

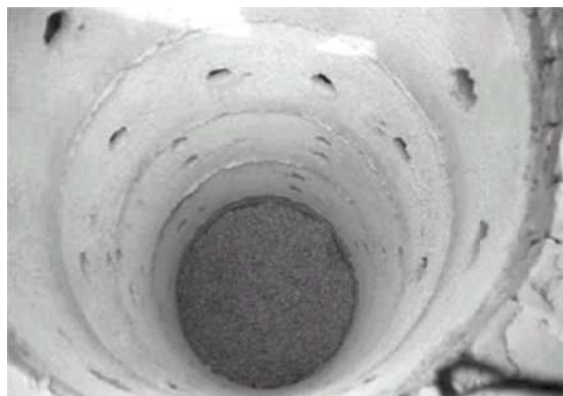


Figura 2.3 – Poço de infiltração revestido.

Fonte: Carvalho, Sales e Vargas (2005).

Já Nakazone (2005), em sua Dissertação de Mestrado, apresentou o panorama dos reservatórios de retenção implantados em conjuntos habitacionais da Companhia do Desenvolvimento Habitacional e Urbano (CDHU): Itaquera C3, Jaraguá H, Vila Jacuí B1, Conjunto Habitacional A (nome fictício) e Herculândia C. A Figura 2.4 mostra apenas um dos tipos de reservatórios estudados.

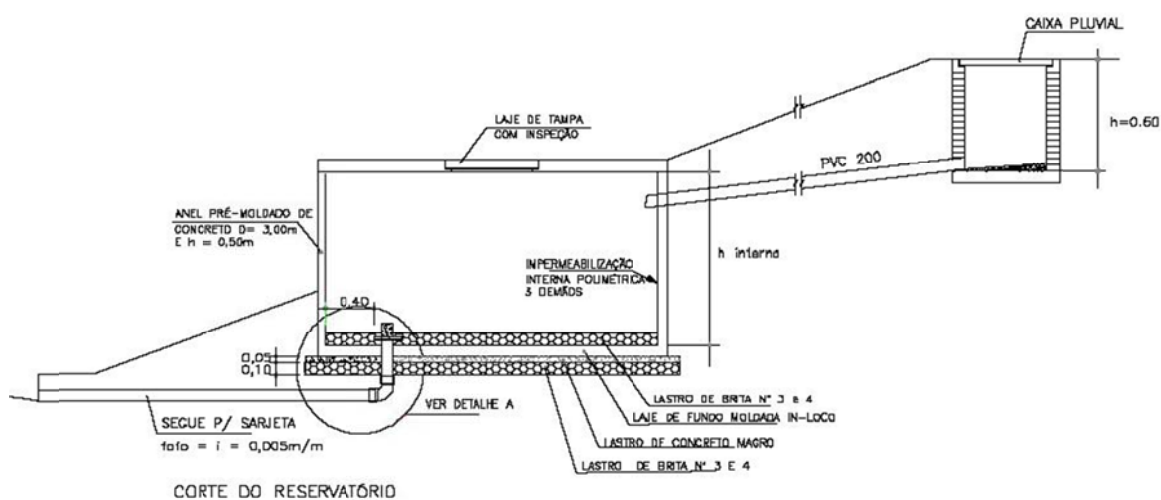


Figura 2.4 – Reservatório de retenção C. H. Itaquera C3.

Fonte: Nakazone (2005, p. 154), modificado.

De maneira geral, a autora concluiu por meio das condições encontradas dos reservatórios, que a necessidade de um bom planejamento, execução, definição do tipo de reservatório a

adotar e a política educacional a serem empregados aos moradores, usuários indiretos do sistema de detenção, são necessários, para que fatos análogos não aconteçam, retirando o exato objetivo do elemento hidráulico.

Tucci, Porto e Barros (1995, p. 303) apresentaram a pesquisa realizada por Fernando Genz em 1994, em sua Dissertação de Mestrado, cuja configuração do reservatório estudado está na Figura 2.5 e a sua análise partiu de duas alternativas: uma na saída do lote e a outra em cada saída do telhado. Os resultados mostraram que a melhor alternativa é utilizar dois reservatórios, um em cada saída do telhado, onde a vazão de saída retorna à condição pré-existente.

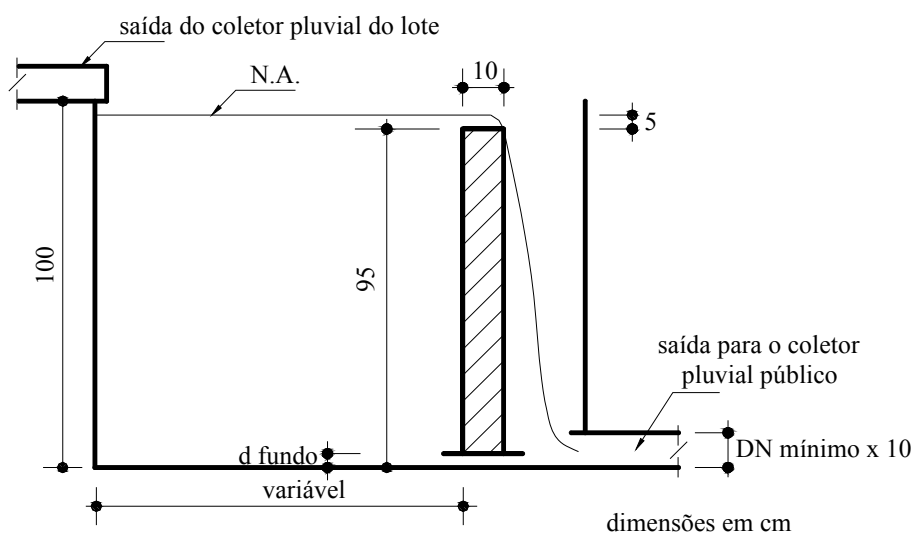


Figura 2.5 – Reservatório para lotes urbanos (GENZ, 1994).

Fonte: Tucci (1995, p. 304), modificado.

No trabalho “*On-site stormwater detention systems in Sydney*” (Novatech, 1995) os autores Geoffrey O’Loughlin, Simon Beecham, Stephen Lees, Lawrence Rose and Douglas Nicholas examinaram a aplicação de *OSD* (*On-site detention*) em Sydney, descreveram as instalações de amortecimento de vazão típicas utilizadas e opinaram sobre a sua eficácia. Tais autores estabeleceram os principais argumentos a favor e contra os sistemas *OSD*, discutindo alternativas e indicando como os sistemas e procedimentos irão evoluir no futuro.

Nos arredores de Sydney, desde 1975, grandes bacias de detenção (1.000 a 30.000 m³) foram construídas em terras públicas pelos conselhos municipais. Em locais não apropriados, como centro da cidade, foram construídos os *OSD* a partir de 1980, por estes conselhos. A partir de 1995, quase todos os 40 municípios da área metropolitana de Sydney, exigem a implantação do *OSD*. Cerca de 3.500 sistemas *OSD* estão instalados em Sydney.

Cerca de 90% do total de sistemas *OSD* instalados têm falhas de projeto e/ou construção que comprometem a sua eficiência, no entanto, todas as instalações *OSD* contribuem utilmente para a redução do escoamento, aumentando o total de armazenamento disponível dentro de uma bacia hidrográfica.

A Figura 2.6 mostra um sistema *OSD*, que pode ser necessário quando uma única habitação passa a ter casas ou apartamentos. Uma das recomendações do Manual do *UPRCT* (*Upper Parramatta River Catchment Trust*, 1994) é que os fluxos de telhados e outras superfícies sejam direcionados para um poço de controle de descarga.

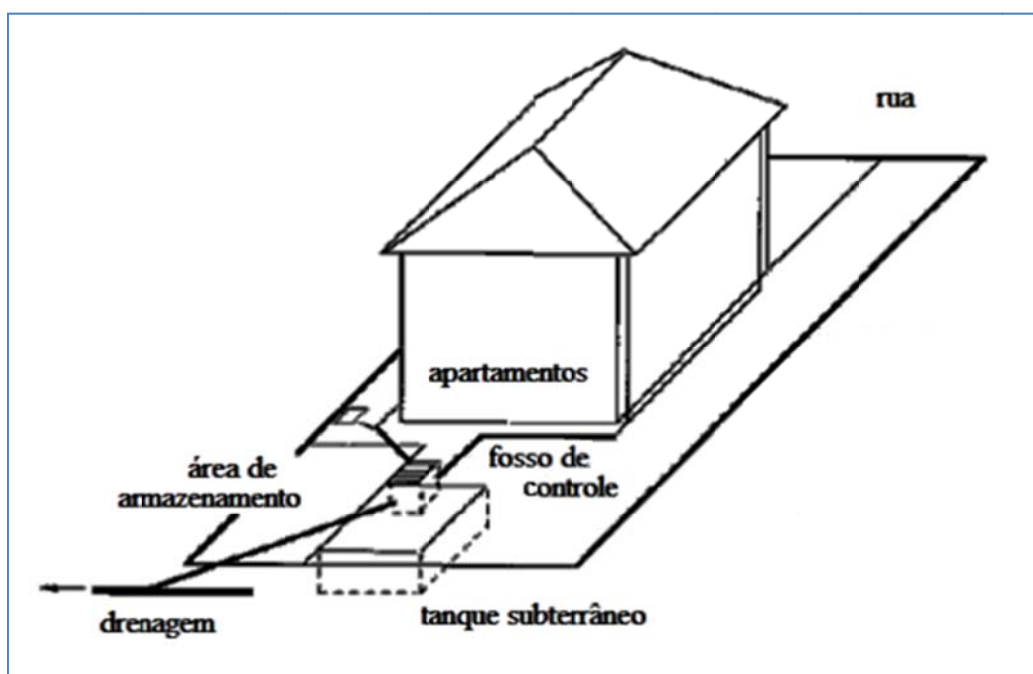


Figura 2.6 – Reservatório para lotes urbanos (O’Loughlin et al, 1995).

Fonte: O’Loughlin et al. (1995), modificado.

Já a Figura 2.7 ilustra o fluxo da água coletada dentro do dispositivo usualmente empregado: a água é encaminhada do poço de controle para o armazenamento, uma válvula distribui a água de volta para o poço de controle, e um orifício para controlar a vazão de saída para o logradouro.

O poço de controle é separado do armazenamento principal para promover uma descarga rápida durante uma tormenta, para minimizar o volume de armazenamento requerido, dentro de uma descarga admissível.

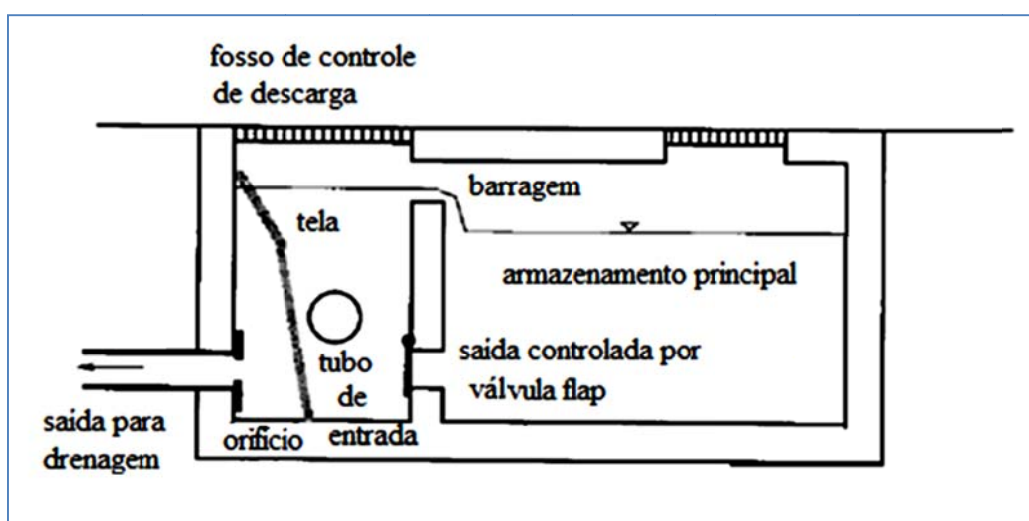


Figura 2.7 – Reservatório para lotes urbanos.

Fonte: O'Loughlin et al. (1995), modificado.

Conforme O'Loughlin *et al.* (1995) as vantagens deste elemento são de impedir impactos negativos restaurando o armazenamento natural; não transferir problemas a jusante, pois estes são resolvidos na fonte; regras simples e eficazes podem ser desenvolvidas a partir de rigorosos estudos de modelagem; o *OSD* fornece uma base para o controle da qualidade da água; aumento de sua aceitação está aumentando por todas as partes envolvidas.

Já as desvantagens são que os regulamentos são muitas vezes injustos e os critérios são demasiado simplistas; em algumas condições hidrológicas, o caudal pode ser aumentado em regiões mais baixas, devido ao atraso do hidrograma; a manutenção é um problema grave: aumento de encargos administrativos para os conselhos e onera proprietários; não reduz a poluição das águas pluviais; não é rentável, com custos para todas as partes: todos

concordam que os sistemas *OSD* detêm as águas pluviais e reduzem os escoamentos, a questão é o custo-benefício envolvido.

As tendências futuras para o sistema segundo O'Loughlin *et al.* (1995) são de que com informações em bases de dados sobre o *OSD* e mais poderosos modelos computacionais, as técnicas de projeto e análise tornar-se-ão mais precisas e de fácil aplicação. Uma melhor concepção e coordenação entre projetistas e construtores deverão facilitar a manutenção e sua aplicação.

O'Loughlin *et al.* (1995) concluíram que a maioria dos profissionais de drenagem têm opiniões contrárias, porém, a adoção generalizada da técnica em Sydney é devido às políticas de planejamento urbano e que sem dúvida o dispositivo reduz as taxas de escoamento superficial, mas a custos consideráveis, apesar dos esforços de muitos municípios de torná-lo simples e barato. Portanto, o *OSD* deve certamente ser considerado como uma opção pelos gestores do sistema de drenagem urbano, porém, com uma abordagem cautelosa.

No trabalho “Utilização de Micro-reservatórios de detenção para Atenuação de Inundações em Bacias Urbanas”, Publicatio UEPG – Ciências Exatas e da Terra, Ciências Agrárias e Engenharias, páginas 47 a 68, 2000, os autores Alceu Gomes de Andrade Filho, Marcos Rogério Széliga e João Ricardo Sampaio Szesz, simularam microreservatórios na bacia do Arroio de Olarias em Ponta Grossa (PR).

Para isso, Andrade Filho *et al.* (2000) usaram o método Racional para estimar a vazão de cheia e o hidrograma triangular como distribuição temporal, sendo que a intensidade de precipitação foi estimada pela equação determinada para Ponta Grossa, com tempo de concentração igual a 5 min e período de retorno variando de 2 a 5 anos. Os autores respeitaram os índices urbanísticos da lei municipal 6.014/1998 da Secretaria Municipal de Planejamento de Ponta Grossa (PR) e determinaram para cada zoneamento da lei o volume de armazenamento.

A Figura 2.8 mostra os tipos de reservatórios utilizados no estudo.

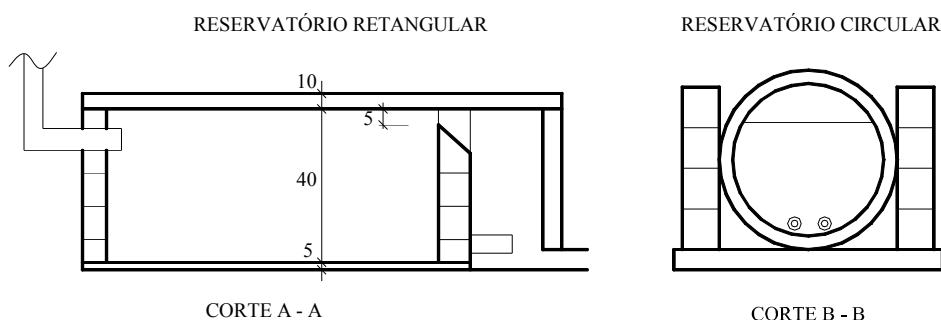


Figura 2.8 – Reservatório do estudo.

Fonte: Andrade Filho *et al.* (2000), modificado.

Com os hidrogramas de pós-ocupação e pré-ocupação determinados o volume excedente a ser armazenado no reservatório, mostrado pela área hachurada da Figura 2.9 entre os gráficos, foi calculado pela diferença entre o volume de escoamento superficial de pós-ocupação e o volume de escoamento superficial de pré-ocupação.

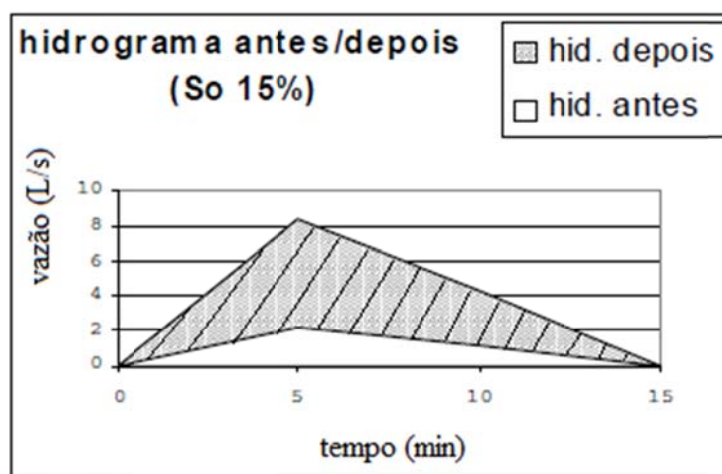


Figura 2.9 – Hidrogramas antes e depois da ocupação.

Fonte: Andrade Filho *et al.* (2000), modificado.

Os volumes de armazenamento calculados para cada zoneamento do município estão relacionados na Tabela 2.1 de acordo com as declividades da região a que está inserido o lote em estudo.

Tabela 2.1 – Volumes de armazenamento por zoneamento, em L.

Zona	Volumes de Armazenamento				
	i = 2%	i = 5%	i = 10%	i = 15%	i = 20%
ZC	3214,32	3457,07	3725,79	3892,57	4015,41
ZCOM	3098,76	3332,78	3591,84	3752,63	3871,05
ZEPG	1918,22	2063,09	2223,46	2322,99	2396,29
ZPOLO	3214,32	3457,07	3725,79	3892,57	4015,41
CC	1906,93	2050,94	2210,37	2309,31	2382,18
ZR1	1425,71	1533,38	1652,57	1726,54	1781,03
ZR2	1166,49	1254,58	1352,10	1412,63	1457,21
ZR3	1382,50	1486,91	1602,49	1674,22	1727,06
ZR4	2237,93	2406,94	2594,03	2710,15	2795,68
ZS1	3674,81	3952,33	4259,56	4450,23	4590,67
ZS2	7780,00	8367,55	9017,98	9421,66	9718,98
ZI	18374,05	19761,65	21297,79	22251,15	22953,33

Fonte: Andrade Filho *et al.* (2000).

Os autores concluem sugerindo o uso de estruturas de controle como o microreservatório de detenção associadas ao sistema de drenagem urbana convencional.

Vale salientar que os autores relataram as restrições para a localização do dispositivo nos lotes “tais como disponibilidades de espaços livres, profundidade da rede coletora principal, declividades dos lotes, nível freático alto e deposição de resíduos sólidos”.

2.4 Bacia hidrográfica

A Bacia Hidrográfica é uma região, ou “área receptora da precipitação que alimenta parte ou todo o escoamento do curso de água e de seus afluentes” (WILKEN, 1978, p. 73).

Os divisores de água são os pontos mais altos de uma bacia hidrográfica, que separam duas bacias adjacentes e formam uma linha fechada, ver Figura 2.10, “o que não impede que no interior de uma bacia existam picos isolados com cota superior”, Villela e Mattos (1975).

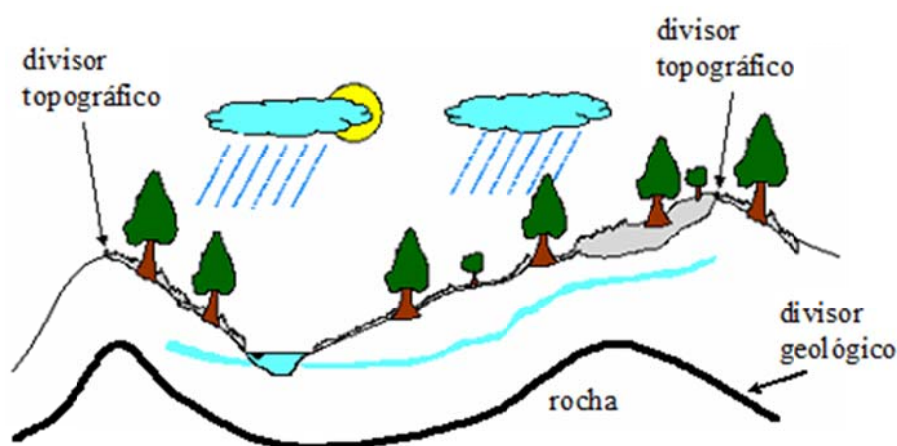


Figura 2.10 – Divisores de água de uma bacia hidrográfica.

A bacia hidrográfica quando se torna urbanizada, há em relação à bacia natural, o aumento da vazão máxima, a antecipação do pico e o aumento do volume do escoamento superficial, pelo aumento da velocidade do escoamento pluvial. A forma dos hidrogramas relativos às bacias natural e urbanizada é exemplificada na Figura 2.11.

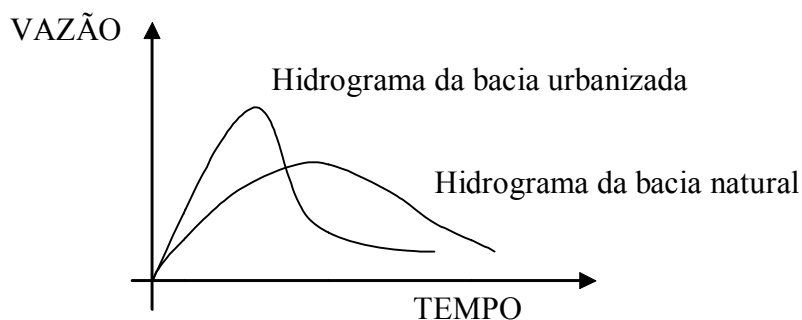


Figura 2.11 – Hidrogramas de uma bacia pré e pós-urbanizada.

Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995, p. 17).

2.4.1 Caracterização da bacia hidrográfica

O conhecimento das características da bacia hidrográfica é imprescindível, pois interfere de maneira intensa nos volumes das enchentes e nas vazões de estiagem sustentada pelo escoamento subterrâneo.

2.4.1.1 Características físicas

2.4.1.1.1 Área de drenagem

É a área da bacia em projeção horizontal após delimitação de seus divisores de água.

2.4.1.1.2 Forma da bacia

A forma da bacia tem “influência sobre o escoamento global e sobretudo sobre o andamento do hidrograma resultante de uma determinada chuva” (WILKEN, 1978, p. 88), pois altera o tempo de concentração. Quanto mais próxima da forma circular maior a tendência de reduzir o tempo de concentração. Usualmente esta comparação é feita por meio de dois índices: o coeficiente de compacidade e o fator de forma.

O coeficiente de compacidade é “a relação entre o perímetro da bacia e a circunferência de um círculo de área igual à da bacia” (VILLELA e MATTOS, 1975, p. 13), conforme Equação (2.1). Quanto mais próximo da unidade, maior é a tendência a enchentes.

$$k_c = \frac{P}{2 \times \pi \times r} \quad (2.1)$$

onde, P é o perímetro da bacia, em km; r é raio do círculo com mesma área da bacia, em km. O raio do círculo pode ser determinado pela Equação (2.2).

$$A = \pi \times r^2 \rightarrow r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.2)$$

onde, r é o raio do círculo correspondente, em km; A é a área da bacia, em km².

O coeficiente de forma é a relação entre a área da bacia e o comprimento axial da bacia, ou o comprimento do maior curso de água, dado pela Equação (2.3). Quanto menor o seu valor, menor é a tendência a enchentes, pois para uma bacia circular o valor de k_f é 0,785.

$$k_f = \frac{A}{L^2} \quad (2.3)$$

onde, A é a área da bacia, em km^2 ; L é o comprimento da bacia quando se segue o curso de água mais longo, desde a desembocadura até a cabeceira em linha reta, em km, ou o comprimento do maior curso de água.

2.4.1.1.3 Sistema de drenagem

Este parâmetro “indica a maior ou menor velocidade com que a água deixa a bacia”, Villela e Mattos (1975, p. 15). O sistema de drenagem pode ser avaliado por meio dos parâmetros: número de ordem dos cursos de água, densidade de drenagem, extensão média dos cursos de água e sinuosidade do curso de água.

Segundo Villela e Mattos (1975, p.15), a ordem dos cursos de água “reflete o grau de ramificação ou bifurcação”, do sistema fluvial, ou seja, o grau de sujeição a enchentes, incluindo todos os canais, sejam perenes, intermitentes, ou efêmeros na determinação do número.

A Figura 2.12 proporciona melhor entendimento, cujo número de ordem final é 3.

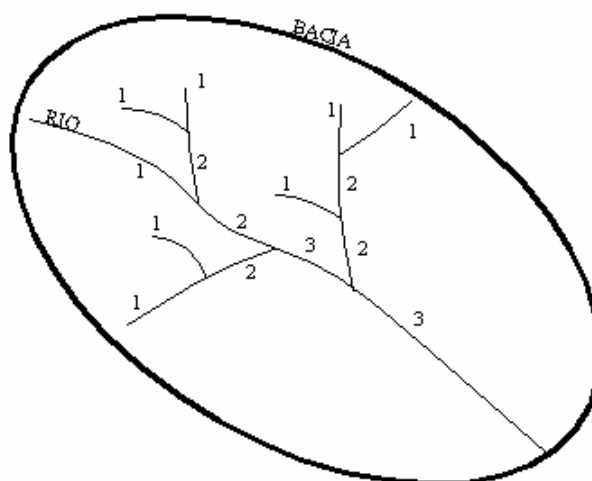


Figura 2.12 – Classificação por número de ordem.

Densidade de drenagem é a relação entre o comprimento total dos cursos de água, sejam perenes, intermitentes, ou efêmeros, de uma bacia e a sua área total, conforme Equação (2.4). Seu valor varia de 0,5 a 3,5 km/km², este último tendo maior tendência a enchentes, por ser mais rico em drenagem (VILLELA e MATTOS, 1975, p. 16).

$$D_d = \frac{L}{A} \quad (2.4)$$

onde, L é o comprimento total dos cursos de água, em km; A é a área de drenagem, em km².

Extensão média do escoamento superficial “é igual a um quarto do recíproco da densidade de drenagem”, segundo Equação (2.5), definida como a “distância média em que a água da chuva teria que escoar sobre os terrenos de uma bacia” (VILLELA e MATTOS, 1975, p. 16). Quanto menor seu valor, maior a tendência a enchentes.

$$l = \frac{A}{4 \times L} \quad (2.5)$$

onde, A é a área de drenagem, em km; L é o comprimento da bacia quando se segue o curso de água mais longo, desde a desembocadura até a cabeceira mais distante, em km.

Sinuosidade do curso de água é a relação entre o comprimento do rio principal e o comprimento do talvegue, segundo Equação (2.6), que é um fator controlador da velocidade de escoamento. O valor da sinuosidade do curso de água próxima da unidade indica pouca sinuosidade, ou seja, o curso de água tem tamanho próximo do tamanho do talvegue, o que indica maior tendência a enchentes devido a menor extensão do curso de água.

$$Sin = \frac{L}{L_t} \quad (2.6)$$

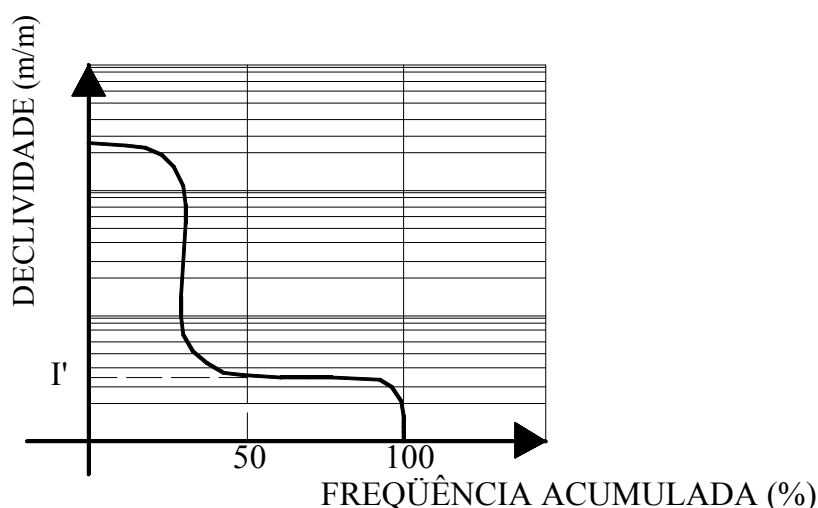
onde, L é o comprimento do rio principal; L_t é o comprimento do talvegue.

2.4.1.1.4 Características do relevo

O relevo influencia fortemente nos fatores meteorológicos e hidrológicos, sendo a velocidade do escoamento superficial determinada pela declividade do terreno, enquanto que a temperatura, a precipitação, a evaporação, são funções da altitude da bacia (VILLELA e MATTOS, 1975, p. 17).

A declividade da bacia tem influência na velocidade de escoamento superficial, o que interfere no tempo de concentração da bacia, interferindo também nos picos de enchentes, infiltração e erosão do solo. Baixa declividade média resulta em aumento do tempo de concentração e redução dos picos de enchente. Conforme Villela e Mattos (1975), o método mais completo para a sua obtenção é o das quadrículas associadas a um vetor.

Com os dados relacionados e resultados obtidos, constrói-se a curva de distribuição de declividades e determina-se a declividade mediana, que correspondente ao valor de 50% da porcentagem da frequência acumulada do número de ocorrências da declividade, que mostra se a bacia tem, em média, baixa ou alta declividade, conforme a Figura 2.13.

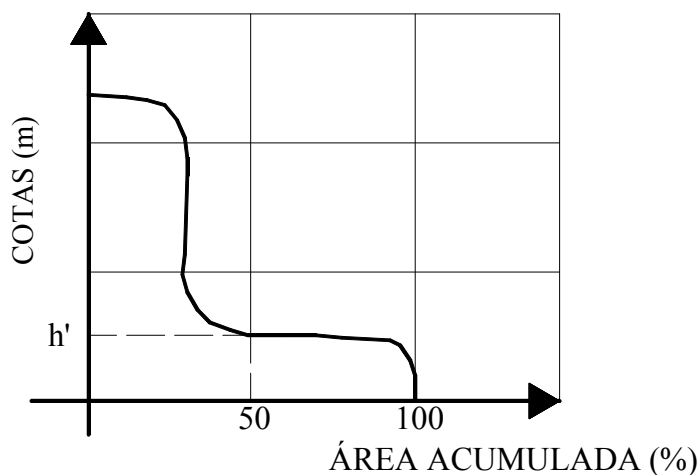


I' - DECLIVIDADE MEDIANA

Figura 2.13 – Curva de distribuição de declividade.

A curva hipsométrica é “a representação gráfica do relevo médio de uma bacia” (VILLELA e MATTOS, 1975, p. 19), com referência ao nível médio do mar de seus terrenos. Também pode ser determinada pelo método das quadrículas.

Com os dados relacionados e resultados obtidos, constrói-se a curva da Figura 2.14.



h' - ALTITUDE MEDIANA

Figura 2.14 – Curva hipsométrica.

A elevação média da bacia é importante pela influência que exerce “sobre a precipitação, sobre as perdas de água por evaporação e transpiração e, conseqüentemente, sobre o deflúvio médio”, (VILLELA e MATTOS, 1975, p.21).

Seu valor é obtido pela substituição na Equação (2.7) da somatória da multiplicação da elevação média entre curvas de nível consecutivas pelas respectivas áreas entre tais curvas.

$$E = \frac{\Sigma(e \times a)}{A} \quad (2.7)$$

onde, e é a elevação média entre duas curvas de nível consecutivas; a é a área entre as curvas de nível; A é a área total da bacia.

A declividade de um álveo tem influência na velocidade de seu escoamento, interferindo nos hidrogramas de enchentes: maior declividade, maior velocidade, hidrogramas mais pronunciados e estreitos. Seu valor é determinado por três processos matemáticos, descritos a seguir, ilustrados pela Figura 2.15, adotando-se a média dos três resultados, ou aquele que apresentar ser mais representativo.

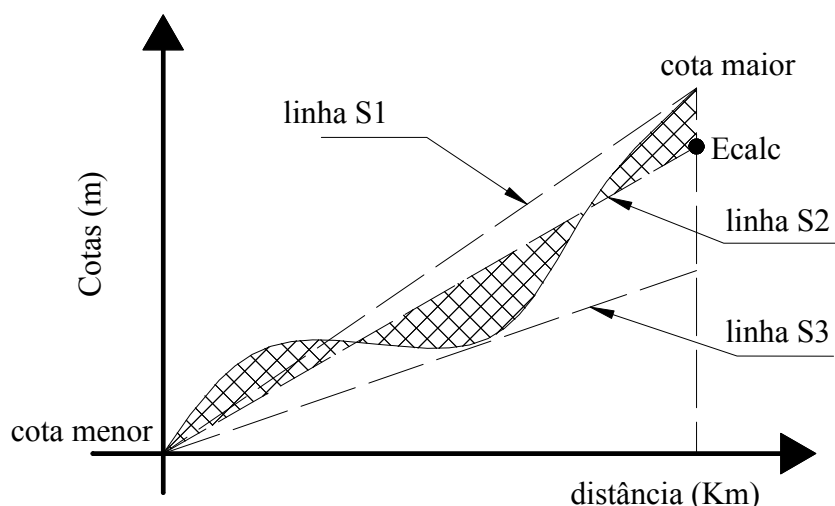


Figura 2.15 – Perfil longitudinal.

O primeiro utiliza-se da Equação (2.8), bastando simplesmente fazer a diferença entre a cota maior e menor, Figura 2.15, e dividir o resultado pela extensão horizontal do curso de água entre as duas cotas.

$$S_1 = \frac{(E_f - E_i)}{L} \quad (2.8)$$

onde, $(E_f - E_i)$ é a diferença total de elevação do leito; L é a extensão horizontal do curso de água entre esses dois pontos.

O segundo processo é mais representativo e compreende em traçar o perfil longitudinal do álveo em um gráfico e determinar E_{calc} por meio da equivalência das áreas acima e abaixo deste perfil, áreas hachuradas da Figura 2.15, comparadas à linha S2 da mesma figura. Com este valor calculado, basta substituí-lo na variável relativa da Equação (2.9).

$$S_2 = \frac{(E_{calc} - E_i)}{L} \quad (2.9)$$

onde, $(E_{calc} - E_i)$ é a diferença total de elevação do leito; L é a extensão horizontal do curso de água entre esses dois pontos.

O último processo S_3 baseia-se na aplicação da Equação (2.10) com o emprego dos comprimentos e declividades de cada trecho entre cotas determinadas do perfil de um rio, cuja unidade resultante é m/km, que pode ser transformada em m/m ou %.

$$S_3 = \left(\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{S_i}} \right)} \right)^2 \quad (2.10)$$

onde, L_i é comprimento de cada trecho; S_i é a declividade de cada trecho.

2.4.1.2 Características geomorfológicas/geológicas

São características intensamente ligadas à parcela de água que infiltra no solo, que alimenta o lençol freático e que abastece o curso de água, interferindo assim, tanto na parcela de água pluvial que escoar, como naquela que permeia o solo. Segundo Barros (1995), “são características que intervêm de modo fundamental nos volumes das enchentes e nas vazões de estiagem alimentadas pelos próprios lençóis freáticos subterrâneos”.

2.4.1.3 Características da cobertura vegetal e do uso e ocupação do solo

São características intensamente ligadas na forma como encaminham a água precipitada sobre o terreno, podendo dificultar ou facilitar o escoamento superficial. Estas características têm influência na determinação do coeficiente de escoamento superficial C , do método Racional, e do número de curva CN , do método *Soil Conservation Service* (SCS), Tomaz (2002). Maiores detalhes sobre esses métodos, cujo objetivo é estimar o escoamento superficial, serão descritos em subitens posteriores.

2.5 Precipitações

As vazões de projeto, obtidas por modelos de transformação chuva-vazão, dependem da resolução das relações intensidade-duração-freqüência das precipitações, que dependem da distribuição de Gumbel, das relações de durações de chuva e métodos matemáticos.

2.5.1 Distribuição de Gumbel

A distribuição de Gumbel é aplicada a partir de dados pluviométricos obtidos em uma estação meteorológica, onde se elabora uma série de dados com as precipitações anuais máximas, chamada série anual, que fornece a média aritmética da população (μ), em mm, e o desvio-padrão da amostra (S), necessários às equações (2.11), (2.12), (2.13) e (2.14).

O objetivo deste método, utilizado por Mello e Silva (2005), é a obtenção das chuvas de 01 dia para os respectivos períodos de retorno almejados, para a determinação de chuvas de menores durações por meio das relações de durações e, concomitantemente, as intensidades pluviométricas médias para a determinação da equação de chuva do local onde se deseja realizar um projeto de engenharia, ou estudo hidrológico.

$$\beta = \frac{6^{0,5} \times S}{\pi} \quad (2.11)$$

onde, β é um parâmetro adimensional; S é o desvio-padrão da amostra.

$$\alpha = (\mu - 0,577 \times \beta) \quad (2.12)$$

onde, α e β são parâmetros adimensionais; μ a média aritmética da população em mm;

$$F = 1 - \frac{1}{Tr} \quad (2.13)$$

onde, F é a freqüência; Tr é o período de retorno (anos);

$$\frac{(P - \alpha)}{\beta} = - \text{Ln}(\text{Ln}(\frac{1}{F})) \quad (2.14)$$

onde, P é a altura de precipitação, em mm; F é a frequência; Tr é o período de retorno (anos); α e β são parâmetros adimensionais.

2.5.2 Intensidades pluviométricas médias

As intensidades pluviométricas médias são necessárias para a determinação das constantes da equação de intensidade-duração-freqüência, sendo obtidas pela divisão das alturas pluviométricas e suas referidas durações de chuvas, onde aquelas são calculadas pela aplicação dos fatores de correlação das chuvas de menor duração, conforme Tabela 2.2, a partir do fator da chuva de 24 h aplicado às chuvas de 1 dia da distribuição de Gumbel.

Tabela 2.2 – Fatores de correlação para cálculo de chuvas de menor duração.

Duração da Chuva	Magni (1984)
5 min	0,34
10 min	0,532
15 min	0,693
20 min	0,817
25 min	0,918
30 min	0,74
1 h	0,573
2 h	1,119
6 h	0,78
8 h	0,821
10 h	0,855
12 h	0,883
24 h	1,14

Fonte: Tomaz (2002, p. 43), modificado.

2.5.3 Equação intensidade-duração-freqüência

A Equação (2.15) normalmente é empregada em Hidrologia, conforme Villela e Mattos (1975, p. 58), para a determinação da equação intensidade-duração-freqüência, porém,

outros tipos de equações podem ser utilizados para este objetivo, conforme Tomaz (2002, p. 33-67), referenciada por Augusto (2008).

$$i = \frac{C}{(t + t_0)^n} \quad (2.15)$$

onde, i é a intensidade máxima média, $[i] = LT^{-1}$, para a duração t ; C , t_0 e n são valores da equação a serem determinados.

A Equação (2.16) complementa a Equação (2.15), relacionando a intensidade máxima média i com o período de retorno Tr e a duração da chuva t .

$$C = A \times Tr^m \quad (2.16)$$

onde, Tr é o período de retorno em anos; A e m são valores adimensionais a serem determinados.

O valor de t_0 é calculado por tentativas, onde se verifica o melhor ajuste da reta, analisando-se o coeficiente de determinação, ou de explicação R^2 , quanto à aproximação da unidade. Se R^2 é igual a 1, “todos os pontos observados se situam “exatamente” sobre a reta de regressão” (FONSECA, 1985, p. 100), definido como um ajuste perfeito.

Os valores de C e n podem ser calculados pelo Método dos Mínimos Quadrados (VILLELA e MATTOS, 1975, p. 60). Com os valores de C calculados para cada período de retorno, pode-se então, calcular o valor de A e m também pelo método dos mínimos quadrados.

Outra forma de se obter o valor de A , é por meio da inserção dos valores de C em função do período de retorno Tr , em gráfico com coordenadas bi-logarítmicas, de acordo com a Figura 2.16, traçando-se uma reta pelos pontos cartesianos determinados e prolongando-os até o eixo das ordenadas para a obtenção do valor de A .

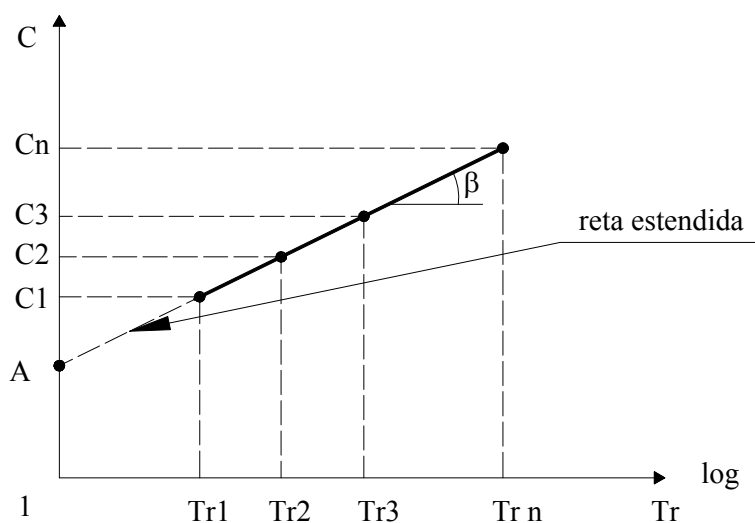


Figura 2.16 – Gráfico para obtenção de A e m.

Para se obter o valor de m , basta achar a inclinação da reta traçada do gráfico da Figura 2.16, conforme Equação (2.17).

$$m = \operatorname{tg} \beta = \frac{\log C_n - \log A}{\log Tr_n - \log 1} \quad (2.17)$$

2.5.4 Distribuição temporal

A distribuição temporal de uma chuva é uma representação gráfica, denominada de hietograma, que mostra a magnitude da intensidade, ou da altura pluviométrica, no transcorrer de uma tormenta.

Conforme Canholi (2005, p. 72), para os projetos de canalizações basta “considerar a vazão de projeto, ou seja, o pico dos deflúvios associado a uma precipitação crítica”, enquanto que para a reservação destes deflúvios “é fundamental o hietograma da precipitação”.

Para determiná-la podem ser empregados métodos como da distribuição temporal de Huff e das curvas do método SCS do *U.S. Department of Agriculture Soil Conservation Service*.

2.5.4.1 Método de Huff

Huff analisou e dividiu 261 tormentas de 49 postos em quatro partes chamadas quartil e foram classificadas e agrupadas conforme o quartil onde a chuva foi mais intensa, onde por meio de análise estatística foram elaboradas as curvas de distribuição temporal, associadas a uma probabilidade de ocorrência, como da Figura 2.17, Figura 2.18, Figura 2.19 e Figura 2.20 que apresentam as distribuições do 1º, 2º, 3º e 4º quartis, respectivamente.

Huff (1990, p.11-16) recomenda para chuvas com durações menores ou iguais a 6 horas utilizar o 1º quartil, enquanto que entre 6,1 e 12 horas o 2º quartil. Para chuvas com durações entre 12,1 a 24 horas, utilizar o 3º quartil. Para as chuvas que duram mais de 24 horas, utilizar as curvas do 4º quartil. Estas recomendações são baseadas estritamente nas distribuições de frequência de cada um dos quatro tipos de tempestade com respeito à sua duração. Deve-se recordar que uma tempestade em particular, pode cair em qualquer um dos quatro quartis. Tal método foi utilizado por Justino (2004) em Dissertação de Mestrado.

A Figura 2.17 mostra a distribuição de *Huff* do 1º quartil.

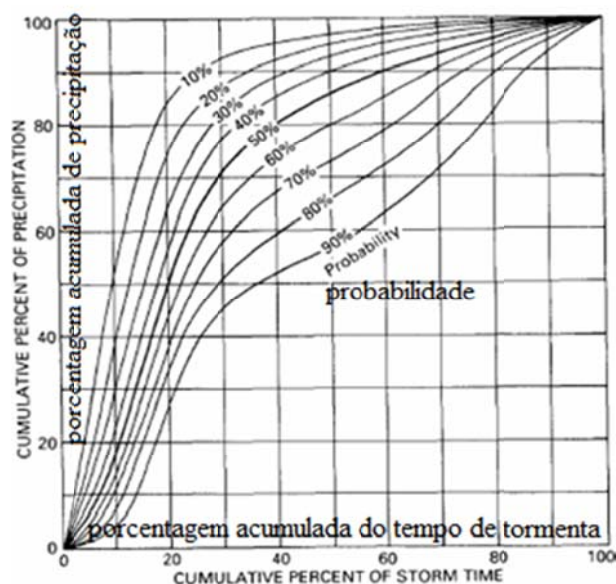


Figura 2.17 – Distribuição temporal de *Huff* 1º quartil.

Fonte: *Huff* (1990, p. 07).

A Figura 2.18 mostra a distribuição de *Huff* do 2º quartil.

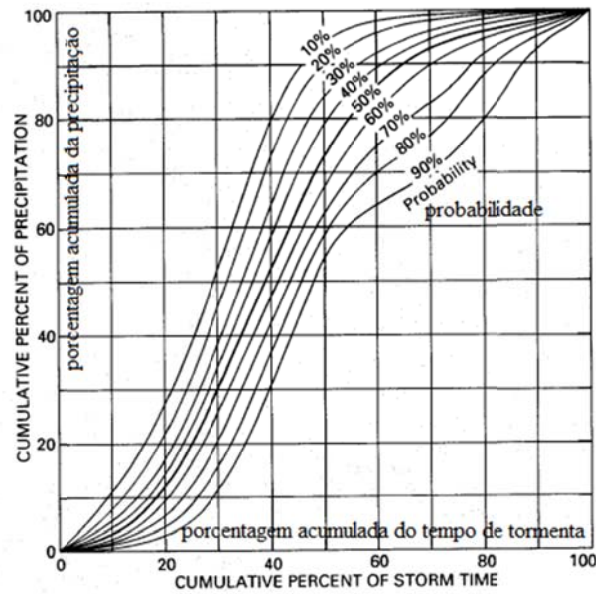


Figura 2.18 – Distribuição temporal de *Huff* 2º quartil.

Fonte: *Huff* (1990, p. 08).

A Figura 2.19 mostra a distribuição de *Huff* do 3º quartil.

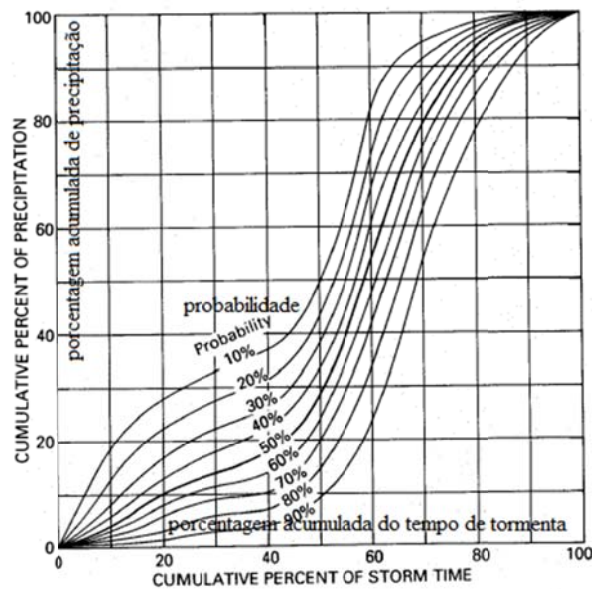


Figura 2.19 – Distribuição temporal de *Huff* 3º quartil.

Fonte: *Huff* (1990, p. 08).

A Figura 2.20 mostra a distribuição de *Huff* do 4º quartil.

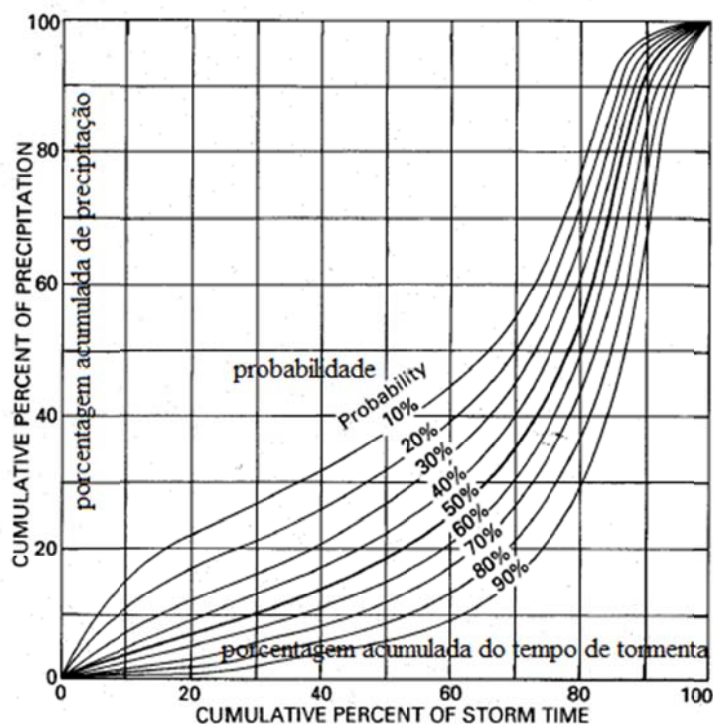


Figura 2.20 – Distribuição temporal de *Huff* 4º quartil.

Fonte: *Huff* (1990, p. 09).

Segundo Tomaz (2002, p. 61), a distribuição temporal característica para a bacia do Alto Tietê, entre a barragem Edgard de Souza e a barragem da Penha (3.230 km²), é a distribuição de *Huff* para o 1º quartil com 50% de probabilidade, onde foi considerada pelo DAEE a maior tormenta com esta característica registrada dentro do intervalo de dados existentes.

Ainda segundo Tomaz (2002, p. 61) na Região Metropolitana de São Paulo, em áreas de até 100 km², o mesmo quartil, de *Huff* para o 1º quartil com 50% de probabilidade, deverá ser considerado para projetos hidráulicos, porém, para uma chuva de 2 h de duração, que conforme também o DAEE, são as chuvas que provocam danos mais frequentes nesta região.

2.5.4.2 Método SCS

Segundo Tomaz (2002, p. 65) estudos realizados pelo *U.S. Soil Conservation Service* concluíram que as distribuições temporais das tormentas nos Estados Unidos se aproximavam de quatro chuvas básicas denominadas de tipo I, tipo IA, tipo II e tipo III, conforme Figura 2.21, que apresenta os gráficos relativos às frações acumuladas de chuva de 24 h, contidas na Tabela 2.3.

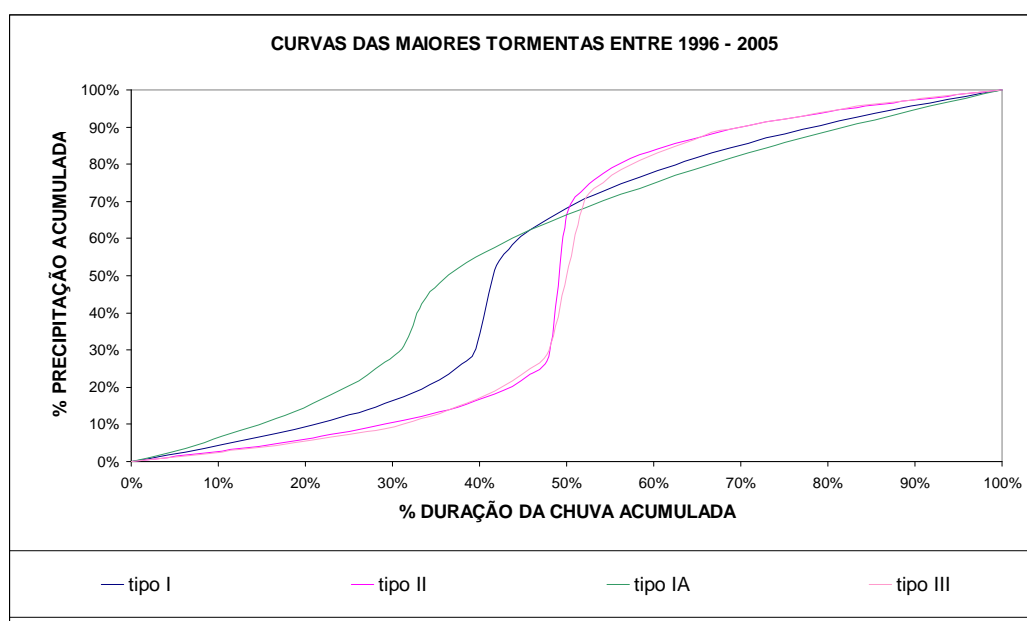


Figura 2.21 – Distribuição temporal do método SCS.

Cada distribuição temporal foi indicada para uma determinada região dos Estados Unidos, segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 57), sendo os tipos I e IA, utilizados para a região do Oceano Pacífico com inverno úmido e verão seco, o tipo III, utilizado para a região do México e para as áreas da Costa Atlântica e o tipo II para o restante do país. Palos e Barros (1997) *apud* Tomaz (2002) recomendaram a chuva tipo II com chuva de 24 h.

As quatro distribuições temporais estabelecidas, contidas na Tabela 2.3, são válidas para as chuvas de 24 h de duração, onde P_r é a chuva total e P_h a chuva acumulada, conforme Figura 2.21.

Tabela 2.3 – Fração acumulada de chuva de 24 h, SCS.

tempo	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III
(h)	P/Pr	P/Pr	P/Pr	P/Pr
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	0,008	0,010	0,005	0,005
1,0	0,017	0,022	0,011	0,010
1,5	0,026	0,036	0,017	0,015
2,0	0,035	0,051	0,023	0,020
2,5	0,045	0,067	0,029	0,026
3,0	0,055	0,083	0,035	0,032
3,5	0,065	0,099	0,041	0,037
4,0	0,076	0,116	0,048	0,043
4,5	0,087	0,135	0,056	0,050
5,0	0,099	0,156	0,064	0,057
5,5	0,112	0,179	0,072	0,065
6,0	0,126	0,204	0,080	0,072
6,5	0,140	0,233	0,090	0,081
7,0	0,156	0,268	0,100	0,089
7,5	0,174	0,310	0,110	0,102
8,0	0,194	0,425	0,120	0,115
8,5	0,219	0,480	0,133	0,130
9,0	0,254	0,520	0,147	0,148
9,5	0,303	0,550	0,163	0,167
10,0	0,515	0,577	0,181	0,189
10,5	0,583	0,601	0,203	0,216
11,0	0,624	0,623	0,236	0,250
11,5	0,655	0,644	0,283	0,298
12,0	0,682	0,664	0,663	0,500
12,5	0,706	0,683	0,735	0,702
13,0	0,728	0,701	0,776	0,751
13,5	0,748	0,719	0,804	0,785
14,0	0,766	0,736	0,825	0,811
14,5	0,783	0,753	0,842	0,830
15,0	0,799	0,769	0,856	0,848
15,5	0,815	0,785	0,869	0,867
16,0	0,830	0,800	0,881	0,886
16,5	0,844	0,815	0,893	0,895
17,0	0,857	0,830	0,903	0,904
17,5	0,870	0,844	0,913	0,913
18,0	0,882	0,858	0,922	0,922
18,5	0,893	0,871	0,930	0,930
19,0	0,905	0,884	0,938	0,939
19,5	0,916	0,896	0,946	0,948
20,0	0,926	0,908	0,953	0,957
20,5	0,936	0,920	0,959	0,962
21,0	0,946	0,932	0,965	0,968
21,5	0,956	0,944	0,971	0,973
22,0	0,965	0,956	0,977	0,979
22,5	0,974	0,967	0,983	0,984
23,0	0,983	0,978	0,989	0,989
23,5	0,992	0,989	0,995	0,995
24,0	1,000	1,000	1,000	1,000

Fonte: Tomaz (2002, p. 66), modificado.

2.5.5 Hidrograma de cheia

O hidrograma de cheia “é simplesmente o gráfico, ao longo do tempo, das vazões causadas por um determinado hietograma” (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995, p. 135), conforme Figura 2.22.

O hidrograma é caracterizado pelo seu volume V_{esd} , denominado volume de escoamento superficial direto, e pela sua forma, que determinam a vazão de pico Q_p , e que é, “em última análise, um determinado hietograma de chuva excedente, modificado pelas características de escoamento da bacia” (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995).

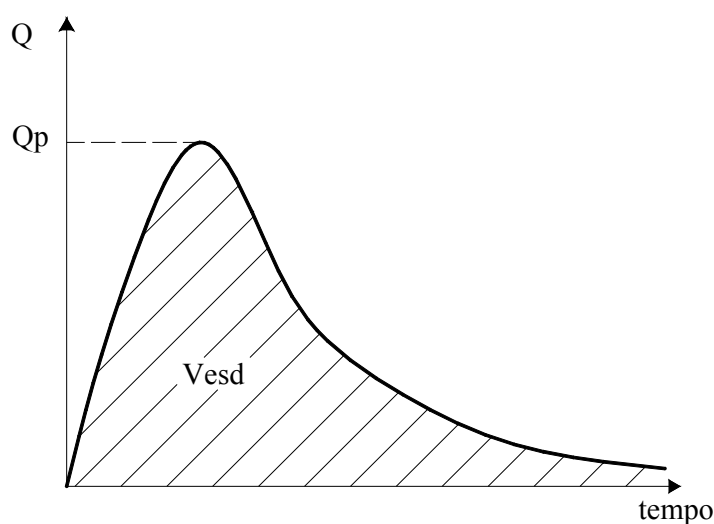


Figura 2.22 – Hidrograma de cheia.

Portanto, o hidrograma gerado por uma chuva é determinado pela interação entre a distribuição temporal da chuva e o tempo de resposta da bacia hidrográfica, que determinará a sua vazão máxima.

2.6 Reservatórios de retenção

Os reservatórios de retenção têm como objetivo “minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica”, (TUCCI, PORTO

e BARROS, 1995, p. 307), sendo que esse tipo de reservatório permanece seco após o uso, ao contrário do reservatório de retenção, que mantém uma lâmina líquida permanente.

As águas precipitadas, conduzidas pela microdrenagem tradicional, transferem o aumento do escoamento superficial com maior velocidade para jusante, se comparada às condições naturais. Para que esta transferência seja atenuada, faz-se o emprego desse sistema para o amortecimento do volume gerado.

O DAEE/CETESB (1980, p. 459-461) cita que o reservatório de retenção “é mais comumente utilizado em drenagem urbana” no armazenamento da água pluvial, em comparação ao reservatório de retenção, podendo ser implantado como grandes bacias de retenção que ocupam grandes áreas, ou em reservatórios residenciais, que podem ocasionar a redução do espaço disponível do subsolo.

2.6.1 Determinação preliminar do volume

Tomaz (2002, p. 245) expõe quatro passos para a determinação do volume de um reservatório necessário ao restabelecimento do equilíbrio hidrológico, ou à atenuação da vazão, baseado em Chin (2000, p. 418): dimensionamento preliminar do reservatório de retenção; seleção preliminar da estrutura de saída; *Routing* do hidrograma do escoamento superficial e do escoamento de saída, e verificação do pico de descarga depois e antes do desenvolvimento.

Ainda segundo Tomaz (2002, p. 245), há vários métodos para a determinação preliminar do volume do reservatório de retenção, sendo que alguns usam o método Racional, outros o método Santa Bárbara e apenas um usa o método SCS TR-55, para a determinação das vazões afluentes ao reservatório antes e depois do desenvolvimento da área a ser drenada.

Dentre os onze métodos especificados por Tomaz (2002), é “difícil saber qual é o melhor método, mas o importante é que são poucas as variações entre os mesmos”. Segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 312), Boyd (1981) comparou três equações para a estimativa do volume com mais de 1.000 situações para bacias de contribuição entre 0,2 e

5 km², com tempo de retorno de 1 e 100 anos e duração de chuva entre 5 e 720 minutos, o autor concluiu que o método de Baker foi o que apresentou menor erro de estimativa.

2.6.1.1 Método de Baker

Este método usa, tanto para a entrada, como para a saída do reservatório, o hidrograma triangular, sendo que o pico de saída fica no tramo descendente do triângulo de entrada (TOMAZ, 2002, p. 258). O método utiliza a Equação (2.18) para o cálculo. Método utilizado por Silva (2009) para o cálculo do volume de uma bacia de detenção.

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 1 - \alpha \quad (2.18)$$

onde, V_s é o volume do piscinão (m³); V_{depois} é o volume do *runoff* do escoamento (m³); $\alpha = Q_{antes} / Q_{depois}$, sendo Q_{antes} a vazão de pico da bacia natural e Q_{depois} a vazão de pico da bacia urbanizada, em (m³/s).

O valor de V_{depois} é determinado pela Equação (2.19):

$$V_{depois} = Q_{depois} \times T_d \quad (2.19)$$

onde, T_d é o tempo de concentração depois do desenvolvimento (s).

2.6.2 Dispositivos hidráulicos de saída

Tucci, Porto e Barros (1995, p. 320), identificaram a configuração dos dispositivos hidráulicos de saída, normalmente utilizada em bacias de detenção, como aquela apresentada na Figura 2.23.

Tomaz (2002, p. 193) classificou as estruturas de controle em dois tipos básicos: orifícios e vertedor de soleira normal, e adverte que, quando se usa o orifício, o volume do “piscinão” é menor do que quando se usa vertedor.

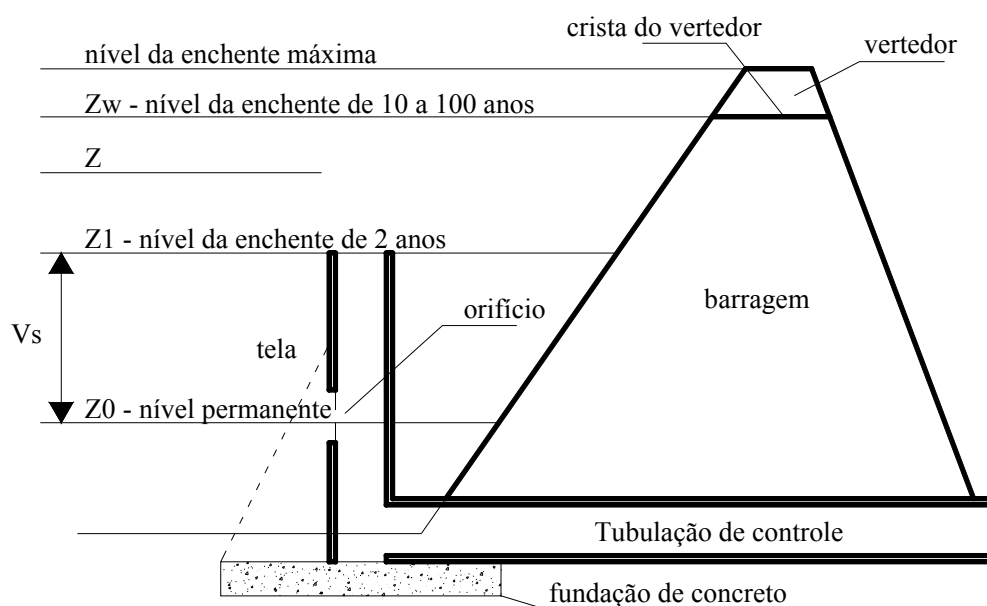


Figura 2.23 – Configuração de um sistema de saída.

Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995, p. 321), modificado.

Tucci, Porto e Barros (1995, p. 320), detalharam os volumes existentes na Figura 2.23 de acordo com os níveis que os determinam e qual dispositivo hidráulico de saída entra em funcionamento a partir destes níveis: até o nível z_0 o volume é tido como volume morto, onde não ocorre escoamento algum; entre z_0 e z_1 , há o volume de controle de cheia V_s , dimensionado para um período de retorno específico, quando entra em funcionamento o orifício, que controla o escoamento até z_1 ; até a cota $z > z_1$, o escoamento é controlado pelo orifício e/ou pelo vertedor do conduto, que a partir daí, $z < z_w$, a vazão do bueiro passa a controlar a vazão de saída. A partir da cota z_w , a vazão de fundo é adicionada à vazão do vertedor de emergência, dimensionado também para um período de retorno específico, no caso T_r é igual a 100 anos.

2.6.2.1 Orifícios

“São perfurações, geralmente de forma geométrica definida, feitas abaixo da superfície livre do líquido em paredes de reservatórios, tanque, canais ou canalizações”, segundo Azevedo Netto (1998, p. 63), conforme Figura 2.24.

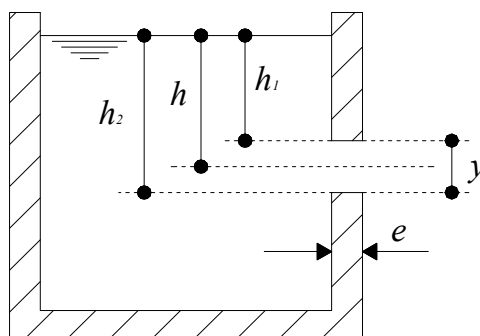


Figura 2.24 – Configuração de um orifício.

Fonte: Azevedo Netto (1998, p. 64 e 68), modificado.

Segundo Azevedo Netto (1998, p. 63), os orifícios podem ser classificados:

1. quanto à forma: em circulares, retangulares, triangulares;
2. quanto à espessura: paredes delgadas se $e < 1,5 \times d$ e espessa se $e > 1,5 \times d$, onde d é o diâmetro do orifício circular, ou a menor dimensão se o orifício tiver outra forma;
3. quanto à profundidade: profundo se $y < \frac{1}{3} \times h$; raso se $y \geq \frac{1}{3} \times h$;
4. quanto à velocidade de aproximação: se $S_{ORIFÍCIO} < \left(\frac{1}{6,2}\right) \times S_{SEÇÃO} \rightarrow v_{SEÇÃO} \cong 0$.

2.6.2.1.1 Orifícios profundos de paredes delgadas

A equação geral para orifícios profundos de paredes delgadas e velocidade de aproximação igual a zero, é dada pela Equação (2.20), Azevedo Netto (1998, p. 66).

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (2.20)$$

onde, Q é a vazão do orifício, em m^3/s ; C_d é o coeficiente de descarga; A é a área do orifício, em m^2 ; g é a aceleração gravitacional, em m/s^2 ; h é a carga sobre o centro do orifício, em m , observado na Figura 2.24.

2.6.2.1.2 Orifícios rasos de paredes delgadas

A equação geral para orifícios rasos de paredes espessas e velocidade de aproximação igual a 1, é dada pela Equação (2.21) (AZEVEDO NETTO, 1998, p. 69).

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \frac{h_2^{3/2} - h_1^{3/2}}{h_2 - h_1} \quad (2.21)$$

onde, Q é a vazão do orifício (m^3/s); C_d é o coeficiente de descarga; A é a área do orifício (m^2); g é a aceleração gravitacional; h_1 é a carga sobre a geratriz superior do orifício (m); h_2 é a carga sobre a geratriz inferior do orifício (m), observados na Figura 2.24.

2.6.2.1.3 Coeficiente de descarga C_d

É o produto do coeficiente de contração da veia C_c pelo de redução de velocidade C_v , de acordo com a Equação (2.22), Azevedo Netto (1998, p. 66).

A contração da veia e a redução da velocidade ocorrem, pois os filetes líquidos afluem após tocarem as bordas do orifício.

$$C_d = C_c \times C_v \quad (2.22)$$

onde, C_d é o coeficiente de descarga ou de vazão; C_c é o coeficiente de contração da veia; C_v é o coeficiente de redução de velocidade.

2.6.2.1.4 Contração incompleta da veia

Segundo Azevedo Netto (1998, p. 69), a contração incompleta da veia altera a vazão de saída de um orifício. Para que não ocorra a contração incompleta, o autor explica que o orifício deve se encontrar “a uma distância do fundo ou das paredes laterais, pelo menos igual a duas vezes a sua menor dimensão”.

Ocorrendo a contração incompleta em um orifício circular, o coeficiente de descarga deve sofrer uma correção de acordo com a Equação (2.23), conforme o posicionamento do elemento.

$$C_d' = C_d \times (1 + 0,13.k) \quad (2.23)$$

onde, C_d' é o coeficiente de descarga do orifício corrigido; C_d é o coeficiente de descarga do orifício; k é o parâmetro a ser utilizado para esta correção.

O valor de k adotado varia conforme o posicionamento do elemento hidráulico junto às paredes ou ao fundo:

1. Para orifícios junto a uma parede lateral, ou ao fundo, k é igual a 0,25;
2. Para orifícios junto a uma parede lateral e ao fundo, k é igual a 0,50;
3. Para orifícios junto a duas paredes laterais e ao fundo, k é igual a 0,75.

2.6.2.2 Vertedores

São definidos como “simples paredes, diques ou aberturas sobre as quais um líquido escoa”, segundo Azevedo Netto (1998, p. 87), de acordo com a Figura 2.25.

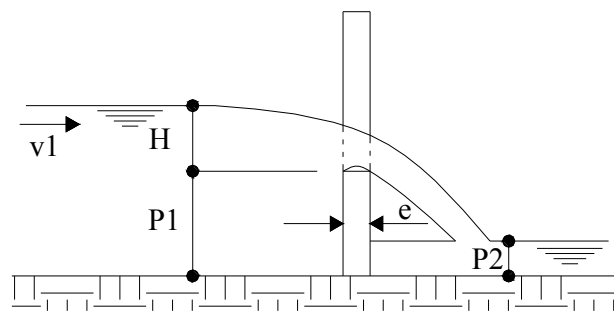


Figura 2.25 – Configuração de um vertedor.

Fonte: Azevedo Netto (1998), modificado.

Podem ser utilizados como medidores de vazão de pequenos cursos de água e condutos livres e ainda como controle de escoamento em galerias e canais, conforme Azevedo Netto (1998, p. 87).

Segundo Azevedo Netto (1998, p. 88), os vertedores podem ser classificados:

1. quanto à forma: simples em circulares, retangulares, triangulares, ou compostos;
2. quanto à espessura: paredes delgada se $e < \frac{2}{3} \times H$ e espessa se $e \geq \frac{2}{3} \times H$;
3. quanto à velocidade de aproximação: se $A_{CANAL} > 6 \times A_{VERTEDOR} \rightarrow v_{CANAL} \cong 0$;
4. quanto à largura relativa: com contrações laterais (uma contração e duas contrações), ou sem contrações, Figura 2.26;

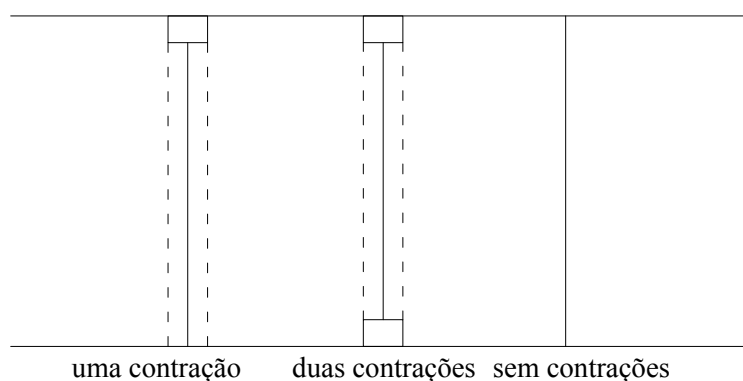


Figura 2.26 – Configuração de um vertedor em planta.

Fonte: Azevedo Netto (1998), modificado.

5. quanto à posição em relação ao fluxo: pode ser normal ou lateral a direção do fluxo;
6. quanto ao perfil da soleira: arestas vivas e arestas arredondadas;
7. quanto à profundidade da soleira: livre se a profundidade a jusante é inferior à profundidade da soleira e afogado em caso contrário.

2.6.2.2.1 Vertedores retangulares de paredes delgadas, sem contrações e livre

Algumas características, exigências e denominações do vertedor retangular de paredes delgadas, sem contrações e livre, se encontram na Figura 2.27.

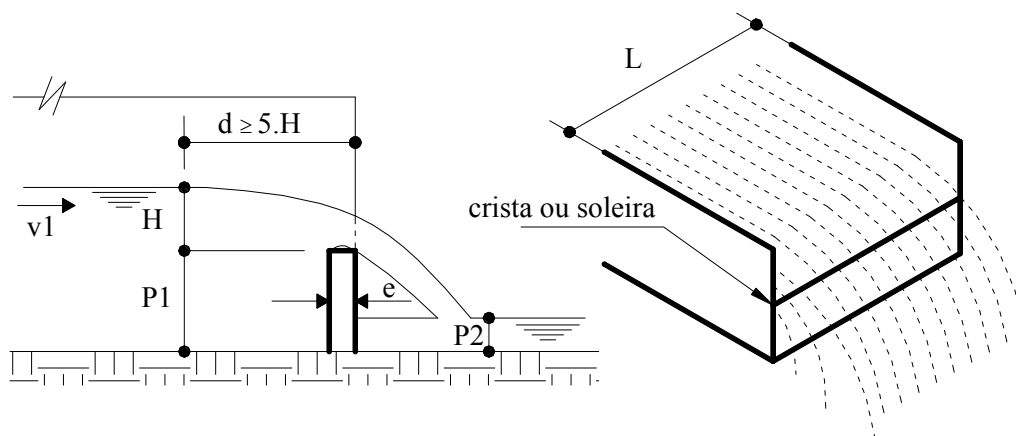


Figura 2.27 – Configuração de um vertedor retangular sem contrações.

Fonte: Azevedo Netto (1998), modificado.

A vazão deste tipo de vertedor é calculada pela Equação (2.24), quando a velocidade de aproximação é desprezível.

$$Q = K \times L \times H^{3/2} \quad (2.24)$$

onde, Q é a vazão (m^3/s); K é uma constante; L é a largura do vertedor (m); H é a carga do vertedor (m).

A constante K é calculada conforme Equação (2.25).

$$K = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \xrightarrow{C_d = 0,62 \text{ e } g = 9,8 \text{ m/s}^2} K = 1,838 \quad (2.25)$$

2.6.2.2.2 Vertedores retangulares de paredes espessas, sem contrações e livre

Algumas características, exigências e denominações do vertedor retangular sem contrações e livre, se encontram na Figura 2.28.

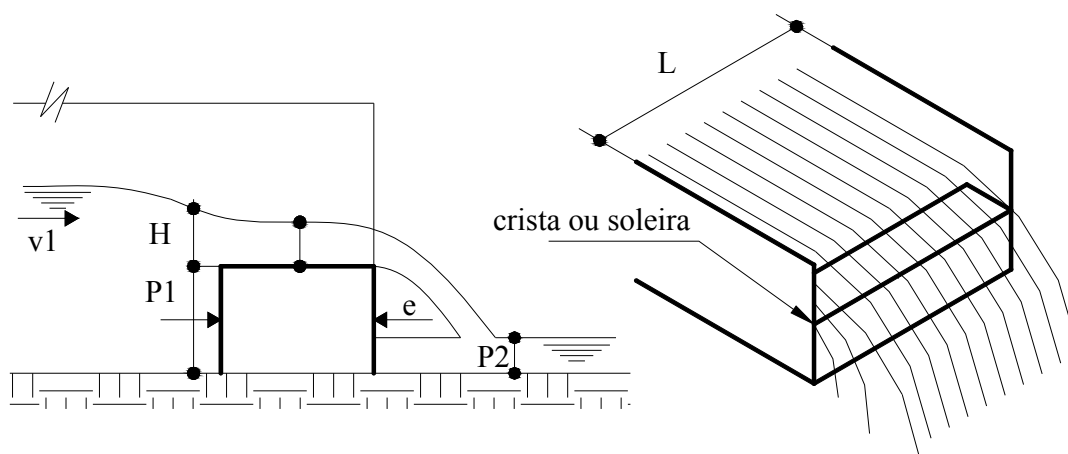


Figura 2.28 – Configuração de um vertedor retangular sem contrações.

Fonte: Azevedo Netto (1998), modificado.

A vazão deste tipo de vertedor é calculada pela Equação (2.26), quando a velocidade de aproximação é desprezível.

$$Q = 1,55 \times L \times H^{3/2} \quad (2.26)$$

onde, Q é a vazão (m^3/s); L é a largura do vertedor (m); H é a carga do vertedor (m).

2.6.2.2.3 Vertedores circulares

Segundo Azevedo Netto (1998, p. 96), é um vertedor pouco utilizado, porém com grande facilidade de execução, não requerendo nivelamento de soleira, Figura 2.29.

Havendo uma abertura na parede de um reservatório, cabe uma observação: enquanto este não estiver encoberto pelo nível de água, ultrapassando a sua geratriz superior, o seu funcionamento se dá como um vertedor circular, caso contrário, como orifício circular.

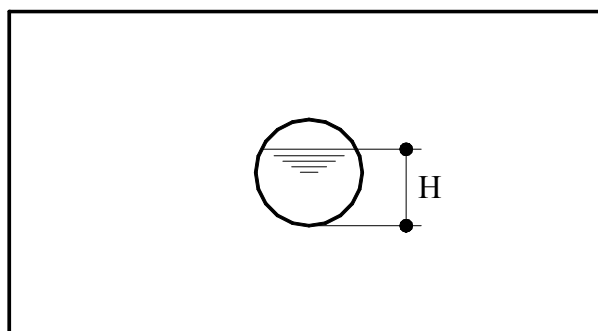


Figura 2.29 – Configuração de um vertedor circular.

Fonte: Azevedo Netto (1998, p. 96), modificado.

Enquanto o nível de água não tocar a geratriz superior, a vazão é dada pela Equação (2.27).

$$Q = 1,518 \times D^{0,693} \times H^{1,807} \quad (2.27)$$

onde, Q é a vazão (m^3/s); D é o diâmetro do vertedor; H é a carga do vertedor.

2.6.3 Método de propagação de cheia em reservatório (*routing*)

Segundo Chin (2000) apud Tomaz (2002, p. 211) *routing* “é o processo que determina espacialmente e no tempo as variações de vazões ao longo de um curso d’ água”.

O processo de propagação *routing* não dimensiona o reservatório, faz apenas a verificação do funcionamento de suas características adotadas preliminarmente, como cota máxima fixada para o pico de vazão máxima, volume e dispositivos hidráulicos de saída, obtendo-se um hidrograma de saída desejado.

Ainda segundo Tomaz (2002, p. 211), para o caso de reservatórios de detenção, é indicado “o método de armazenamento, ou seja, o método modificado de Pulz elaborado em 1928”, conforme equação da continuidade da forma da Equação (2.28).

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (2.28)$$

onde S é o armazenamento; t é o tempo; I é a vazão de entrada do reservatório; Q é a vazão de saída do reservatório.

Discretizando dS/dt , ou seja, $\Delta S/\Delta t$, multiplica-se Δt pelo 2º membro da Equação (2.28) e se os índices 1 e 2 referem-se aos tempos t e $t + \Delta t$, respectivamente, então pode ser obtida uma outra equação, Equação (2.29):

$$\frac{(I_1 + I_2)}{2} \times \Delta t - \frac{(Q_1 + Q_2)}{2} \times \Delta t = S_2 - S_1 \quad (2.29)$$

onde os índices 1 e 2 indicam os instantes inicial e final do intervalo de tempo Δt , respectivamente; I é a vazão de entrada do reservatório, Q é a vazão de saída do reservatório, S é o volume armazenado.

Reorganizando a Equação (2.29) e multiplicando-a por 2 e dividindo-a por Δt , tem-se a Equação (2.30):

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2 \times S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \left(\frac{2 \times S_2}{\Delta t} + Q_2\right) \quad (2.30)$$

Enquanto o 1º membro tem valores conhecidos, o 2º membro tem duas incógnitas Q_2 e S_2 , ou seja, tem-se uma equação e duas incógnitas, sendo necessária mais uma equação para a sua resolução, “aquela que fornece o armazenamento S_2 em função da descarga”, Tomaz (2002, p. 213).

Após a definição dos dispositivos hidráulicos de saída a serem utilizados no reservatório a determinação da relação cota-descarga é obtida pelo cálculo da capacidade de vazão de cada dispositivo conforme a carga hidráulica atuante.

Na Tabela 2.4 a coluna 6 mostra o resultado da vazão efluente para cada valor da carga h . Esta relação será utilizada no cálculo das relações altura-volume armazenado-vazão mostrada Tabela 2.5.

Tabela 2.4 – Descarga final resultante do dispositivo hidráulico de saída em função da elevação.

Carga (m)	Dispositivo hidráulico de saída 1		Dispositivo hidráulico de saída 2		soma das vazões (m ³ /s)
	Coef. de descarga Cd	vazão (m ³ /s)	Coef. de descarga Cw	vazão (m ³ /s)	
1	2	3	4	5	6
0			Cw	0	0
h1			Cw	Q1	Q1
h2			Cw	Q2	Q2
h3	Cd	Q3			Q3
...
hn	Cd	Qn			Qn

Para a determinação dos valores de S_2 , deve-se primeiramente calcular a área de fundo do reservatório, onde se divide o volume preliminar do reservatório determinado pelo método de Baker, pelo nível máximo adotado para o reservatório.

Assim, para se obter os volumes S_2 , basta multiplicar a área de fundo do reservatório encontrado, quando esta for constante, pelas alturas do nível de água o que resulta nas relações altura-volume armazenado-vazão.

Completa-se a Tabela 2.5 com a aplicação da fórmula $(2S/\Delta t + Q)$ formando a coluna 4.

Tabela 2.5 – Relações altura-volume armazenado-vazão.

Altura (m)	Dispositivos de Saída (m ³ /s)	Volume armazenado (S) (m ³)	$(2S/\Delta t + Q)$ $\Delta t = x \text{ s}$ (m ³ /s)
1	2	3	4
0	0	0	0
h1	Q1	V1	X1
h2	Q2	V2	X2
h3	Q3	V3	X3
...
hn	Qn	Vn	Xn

Com as relações altura-volume armazenado-vazão, a determinação da última incógnita procurada Q_2 , é feita pelo processo de propagação propriamente dito, verificado na coluna 9 da Tabela 2.6, a qual define o hidrograma efluente do reservatório.

Tabela 2.6 – Processo de propagação de um reservatório.

Passo	t1	t2	I1	I2	I1 + I2	$[2S1/Dt - Q1]$	$[2S2/Dt + Q2]$	Q2	$[2S2/Dt - Q2]$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0	t1	0	Q1	A1	0	C1	R1	B1
2	t1	t2	Q1	Q2	A2	B1	C2	R2	B2
3	t2	t3	Q2	Q3	A3	B2	C3	R3	B3
...
n	tn-1	tn	Qn-1	Qn	An	Bn-1	Cn	Rn	Bn

Na Tabela 2.6 o hidrograma de entrada do reservatório (hidrograma afluente) tem como coordenadas as abscissas na coluna 3 e as ordenadas na coluna 5.

O hidrograma de saída do reservatório procurado (hidrograma efluente) tem como coordenadas as abscissas na coluna 3 e as ordenadas na coluna 9.

Tomaz (2002, p. 220) elucida que o ponto de encontro dos hidrogramas de entrada e saída do reservatório, denominado de A na Figura 2.30, “indica duas coisas: tempo que o reservatório chega ao volume máximo” e a “diferença entre as áreas fornece o volume do reservatório de detenção procurado”, área hachurada da Figura 2.30.

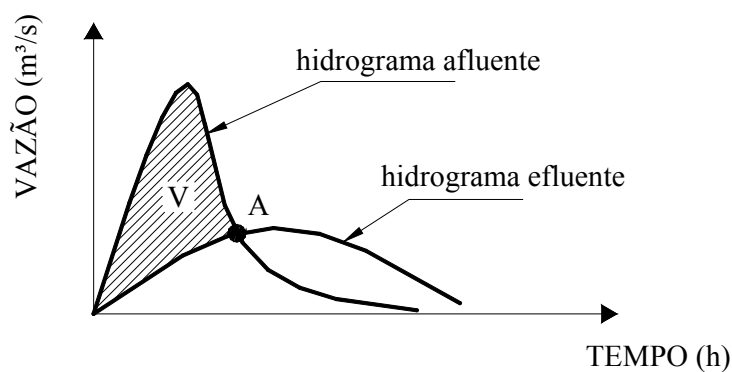


Figura 2.30 – Hidrogramas afluente e efluente de um reservatório.

Como já visto, é recomendado que se tenha um hidrograma de saída do reservatório, nos moldes do hidrograma natural da bacia (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995, p.307), ou um hidrograma cuja vazão limite é imposta pelo sistema de micro-drenagem, (TOMAZ, 2002, p. 216) e (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995, p.311).

É recomendado pelo DAEE/CETESB (1980, p. 251) que após a determinação do hidrograma de saída do reservatório e a sua verificação de funcionamento, por meio do processo de propagação *routing*, é preciso testá-lo para chuvas de intensidades maiores.

2.7 Período de retorno

Segundo Villela e Mattos (1975, p. 46), é “o período de tempo médio (medido em anos) em que um determinado evento deve ser igualado ou superado pelo menos uma vez”.

Segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 72), nas grandes cidades essa escolha torna-se mais criteriosa devido ao “grau de impermeabilização e a complexidade do sistema de drenagem”. A Tabela 2.7 exemplifica alguns períodos de retorno utilizados para projetos, de acordo com o tipo de sistema de drenagem urbana e com a ocupação da área.

Tabela 2.7 – Períodos de retorno para diferentes tipos de obras e ocupações.

Tipo de Obras	Ocupação do Solo	Período de Retorno (anos)
Micro-drenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviço público	5
	Aeroportos	2-5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
	Áreas de importâncias específicas	500

Fonte: DAEE/CETESB (1980) apud Tucci, Porto e Barros (1995, p. 87 e 111).

2.8 Tempo de concentração

Tomaz (2002, p. 121) faz duas definições para este parâmetro: a primeira é “o tempo que leva para que toda a bacia considerada contribua para o escoamento superficial”, e a segunda é “o tempo que leva uma gota de água mais distante até o trecho considerado na bacia”.

Tucci, Porto e Barros (1995, p. 131) esclarecem que o tempo de concentração pode ser calculado por muitas fórmulas empíricas, devendo ser empregadas em condições muito próximas da bacia em estudo. Porém, chamam a atenção que a “forma mais aceita e, teoricamente, mais correta de calcular” dentre todos é o método cinemático ou método da velocidade, determinado pela Equação (2.31), “que recomenda dividir a bacia em N trechos homogêneos e calcular a velocidade do escoamento em cada um deles”, calculada pela Equação 2.32.

$$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (2.31)$$

onde, t_c é o tempo de concentração, em min; L_i é o comprimento de cada trecho homogêneo, em m; V_i é a velocidade do escoamento no trecho “ i ”, em m/s.

Tomaz (2002, p. 122) mostra a Equação 2.32 para o cálculo da velocidade do escoamento V em cada trecho em estudo, utilizando-se dos valores de k especificados na Tabela 2.8, de acordo com o uso da superfície, onde ocorre o escoamento superficial, ou do regime de escoamento.

$$V = k \cdot S^{0,5} \quad (2.32)$$

onde, V é a velocidade de escoamento no trecho, em m/s; k é o valor que depende do tipo de superfície; S é a declividade do trecho, em m/m.

Tabela 2.8 contém os valores da rugosidade de Manning (n), o raio hidráulico (R) e os valores de k.

Tabela 2.8 – Valores de n, raio hidráulico R e de k para o método da velocidade.

Uso da terra / regime de escoamento	n - rugosidade de Manning	raio hidráulico (m)	valor de k
Floresta			
com vegetação rasteira densa	0,8	0,076	0,22
com pouca vegetação rasteira	0,4	0,067	0,41
com bastante vegetação rasteira	0,2	0,061	0,77
Grama			
grama bermuda	0,41	0,046	0,31
densa	0,24	0,037	0,46
curta	0,15	0,031	0,65
pastagem de grama curta	0,025	0,012	2,12
Terra cultivada convencional			
com resíduo	0,19	0,018	0,37
sem resíduo	0,09	0,015	0,68
Agricultura			
culturas em carreiras retilíneas	0,04	0,037	2,76
culturas em contornos ou em faixas de diferentes plantações	0,05	0,018	1,39
terra de cultura não utilizada (rodízio)	0,045	0,015	1,37
pastagens	0,13	0,012	0,41
sedimentos aluvionais	0,017	0,012	3,12
canal gramado para passagem da água	0,095	0,305	4,77
região montanhosa pequena	0,04	0,153	7,14
área pavimentada com escoamento superficial (opção A)	0,011	0,018	6,31
área pavimentada com escoamento superficial (opção B)	0,025	0,061	6,2
canaleta pavimentada	0,011	0,061	14,09

Fonte: Tomaz (2002, p. 122), modificado.

Tucci, Porto e Barros (1995, p. 131), explicam que o tempo de concentração em áreas urbanas, pode ser dividido em duas parcelas, conforme a Equação (2.33), onde t_i é o tempo decorrido até atingir a rede de drenagem, usualmente a primeira boca-de-lobo, e t_t é o tempo decorrido na translação na rede de drenagem.

$$t_c = t_i + t_t \quad (2.33)$$

onde, t_i é o tempo inicial decorrido até atingir a rede de drenagem; t_t é um tempo de translação na rede de drenagem.

O tempo t_i pode ser subdividido em t_{i1} e t_{i2} , onde o primeiro corresponde ao “escoamento que ocorre na forma de lâmina sobre superfícies e não se prolonga, geralmente, por mais do que 50 m”; e o segundo, é o escoamento “que se forma em calhas rasas ou sarjetas à medida que as águas vão engrossando”, segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 133).

Para a determinação de t_{i1} é utilizada a Equação (2.34).

$$t_{i1} = \frac{0,65 \times (1,1 - C) \times L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (2.34)$$

onde, t_{i1} é o tempo de escoamento em superfície, em min; C é o coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 5 a 10 anos; L é o comprimento do escoamento, em m (no máximo 50 m); S é a declividade média da bacia, em %.

Para a determinação de t_{i2} é necessário a obtenção da velocidade de escoamento em superfícies e calhas rasas, dada pela Equação (2.35), sendo utilizado o resultado de Ve na Equação (2.31) do método cinemático, para determinação do parâmetro t_c .

$$Ve = C_V \times S^{0,5} \quad (2.35)$$

onde, Ve é a velocidade do escoamento, em m/s; C_V é o coeficiente dado pela Tabela 2.9; S é a declividade média da bacia, em %.

Tabela 2.9 – Coeficientes de escoamento superficial.

Ocupação do solo	C_V
Florestas densas	0,075
Campos naturais poucos cultivados	0,135
Gramas ou pastos ralos	0,210
Solos quase nus	0,300
Canais gramados	0,450
Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou em sarjetas e calhas rasas	0,600

Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995, p. 134)

O tempo de concentração introduz “incertezas no dimensionamento da vazão de pico, devendo-se calcular por vários métodos e conferir sempre”, Tomaz (2002, p. 121).

Desta forma, devido às discrepâncias encontradas entre as diversas fórmulas para a determinação do tempo de concentração, Porto (1993) apud Tomaz (2002, p. 131) recomenda que “é sempre conveniente calcular a velocidade média do escoamento na bacia e compará-la com os valores fornecidos” pela Tabela 2.10, onde a velocidade média é calculada pela Equação 2.32.

Também recomenda que “alguns parâmetros, tais como rugosidades, coeficiente de escoamento superficiais são determinados com um grau de incerteza relativamente alto”, sendo “conveniente proceder à análise de sensibilidade com relação a estes parâmetros”.

Tabela 2.10 – Velocidades médias em m/s para o cálculo de t_c .

Descrição do escoamento	Declividade	Declividade	Declividade	Declividade
	0 a 3%	4 a 7%	8 a 11%	> 12%
Em superfície				
florestas	0 a 0,5	0,5 a 0,8	0,8 a 1,0	acima de 1,0
pastos	0 a 0,8	0,8 a 1,1	1,1 a 1,3	acima de 1,3
áreas cultivadas	0 a 0,9	0,9 a 1,4	1,4 a 1,7	acima de 1,7
pavimentos	0 a 2,6	2,6 a 4,0	4,0 a 5,2	acima de 5,2
Em canais				
mal definidos	0 - 0,6	0,6 a 1,2	1,2 a 2,1	-----
bem definidos	calcular pela fórmula de Manning			

Fonte: Tomaz (2002, p. 131), modificado.

2.9 Duração da chuva

“Em geral, adota-se, para a chuva crítica de uma pequena bacia hidrográfica, uma duração igual ao tempo de concentração da bacia”, Tucci, Porto e Barros (1995, p. 73).

Esta hipótese nem sempre é real, sendo válida somente “quando se admite que a contribuição do escoamento superficial à seção de saída da bacia atinja um regime permanente, após a duração da chuva ter superado o tempo de concentração da bacia”.

2.10 Estimativa do escoamento superficial

A quantificação deste processo é feita por alguns modelos matemáticos de transformação chuva-vazão, que conforme Righetto (1998, p. 227), fornece “resultados compatíveis com os observados através de medições de precipitações e de vazões”.

2.10.1 Método racional

O Método Racional, segundo Tomaz (2002), “foi apresentado pela primeira vez em 1851, por Mulvaney e usado por Emil Kuichling, em 1889”. Sua aplicação deve ser em pequenas bacias com áreas de drenagem menores que 3 km² (300 ha), segundo Porto (1993), apud Tomaz (2002, p. 140). Este método foi utilizado por Franco (2004).

O método é definido pela Equação (2.36), que calcula a vazão de pico, onde, segundo Wilken (1978, p. 104), o primeiro membro Q representa o valor do caudal pluvial e o segundo membro $C.I.A$ representa a quantidade de água precipitada, que se torna reduzida pelo valor de C .

$$Q = 0,278.C.I.A \tag{2.36}$$

onde Q é a vazão de pico, em m³/s; C é o coeficiente de escoamento superficial ou de runoff; I é a intensidade média da chuva, em mm/h; A é a área da bacia, em km².

O hidrograma de cheia “é representado por um triângulo isósceles”, (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995, p. 129), conforme Figura 2.31, onde a vazão Q_p é calculada conforme a Equação (2.36).

O tempo de concentração do escoamento superficial é considerado igual à duração da chuva, como mostra o alinhamento do final do hietograma com o pico do hidrograma da Figura 2.31.

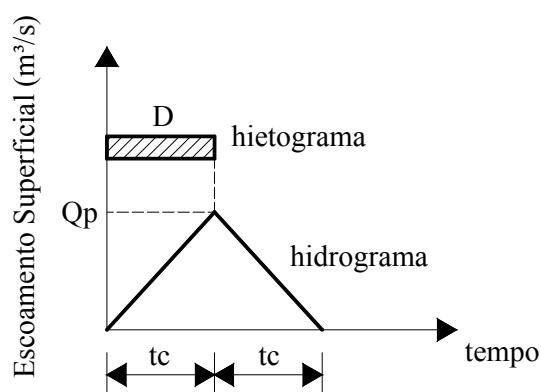


Figura 2.31 – Escoamento triangular do Método Racional.

Fonte: Tomaz (2002), modificado.

Hipóteses importantes para a aplicação do método, segundo Tomaz (2002, p. 141):

5. toda a bacia contribui com o escoamento superficial e é por isso que o tempo de duração da tormenta deve ser igual ou exceder o tempo de concentração da bacia;
6. a chuva tem distribuição uniforme em toda a bacia;
7. e, todas as perdas (infiltração, evaporação, interceptação) são incluídas no coeficiente de escoamento superficial.

2.10.1.1 Coeficiente de escoamento superficial

É o coeficiente C do Método Racional que também é conhecido como coeficiente de *runoff* ou coeficiente de deflúvio e representa a relação entre o volume total de escoamento

superficial e o volume total precipitado (TUCCI, 2000), tendo como maior valor a unidade ($C \leq 1$).

Seu valor depende da superfície pelo qual acontece o escoamento, como telhados e pavimento, ou mesmo do tipo de solo e suas características como grau de compactação, vegetação, porosidade e depressões onde a água possa ficar armazenada e da duração da chuva, pois a infiltração decresce enquanto que a chuva continua.

A Tabela 2.11 apresenta os coeficientes de escoamento “ C ” de algumas superfícies.

Tabela 2.11 – Coeficientes de escoamento superficial.

Superfície	Coeficiente C
Telhados	0,7 a 0,95
Pavimentos	0,4 a 0,9
Vias macadamizadas	0,25 a 0,6
Vias e passeios apedregulhados	0,15 a 0,3
Quintais e lotes vazios	0,1 a 0,3
Parques, jardins, gramados dependendo da declividade	0 a 0,25

Fonte: Wilken (1978, p. 107).

Assim, segundo Tomaz (2002, p. 142), “O coeficiente ideal é aquele que levou em consideração a maior quantidade de fenômenos que influenciam no valor de C ”, como é o caso da grande variabilidade de situações encontradas em uma bacia, que exige o emprego da média ponderada para o cálculo do C médio, Equação (2.37).

$$C = \frac{C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2 + C_3 \times A_3 + \dots + C_n \times A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad (2.37)$$

onde C é o coeficiente de escoamento superficial médio obtido pela média ponderada; $C_1, C_2, C_3, \dots, C_i$ são os coeficientes de escoamento superficial das áreas $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$, respectivamente.

Segundo Wilken (1978, p. 131), o coeficiente C reúne todos os elementos necessários para se calcular a vazão que deve ser esgotado pelos condutos, considerando a

impermeabilidade do solo, a retenção pelas desigualdades das superfícies receptoras, e a desuniformidade da distribuição da chuva e do retardamento.

Wilken (1978) prossegue esclarecendo que, vários autores “não concordam com a adoção de coeficientes constantes”, pois alguns defendem o decréscimo de seu valor “à medida que o tempo de duração da chuva aumenta”, e outros, defendem o aumento de seu valor de acordo com a variação do tempo de duração da chuva. Todavia, em muitas cidades norte-americanas, bem como na cidade de São Paulo, o coeficiente adotado é constante.

Contudo, Tucci, Porto e Barros (1995, p. 129) concluem que devido a tantos fatores que o coeficiente é função, adotar “um valor de C constante é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com cuidado”.

A Tabela 2.12 apresenta os coeficientes de escoamento C , para o período de retorno igual a 10 anos, de acordo com algumas características de ocupação da bacia hidrográfica urbana.

Tabela 2.12 – Coeficientes de escoamento superficial.

Ocupação do Solo	Valor de C
EDIFICAÇÃO MUITO DENSA:	0,70 a 0,95
Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas.	
EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSA:	0,60 a 0,70
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas.	
EDIFICAÇÕES COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES:	0,50 a 0,70
Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas.	
SUBÚRBIOS COM ALGUMA EDIFICAÇÃO:	0,10 a 0,25
Partes de arrabaldes e suburbanos com pequena densidade de construção.	
MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES:	0,05 a 0,20
Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação.	

Fonte: Wilken (1978, p. 132).

2.10.2 Método do SCS (*Soil Conservation Service*)

Segundo Tomaz (2002, p. 433) é o método mais conhecido nos Estados Unidos, é aplicado em áreas entre 3 km² e 250 km², sendo baseado no conceito do hidrograma unitário, definido como o hidrograma resultante de uma chuva excedente unitária uniformemente distribuída sobre a bacia e ao longo da duração, segundo Righetto (1998, p. 250).

Este conceito tem algumas hipóteses básicas a serem adotadas (TOMAZ, 2002, p. 433): a intensidade da chuva efetiva é constante durante a tormenta que produz o hidrograma unitário; a chuva efetiva é uniformemente distribuída em toda a área de drenagem da bacia; o tempo base ou tempo de duração do hidrograma do deflúvio superficial direto devido a uma chuva efetiva de duração unitária é constante; os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem, incluindo forma, declividade, retenção, infiltração, rede de drenagem, capacidade de escoamento do canal, são refletidos na forma do hidrograma unitário da bacia.

As características do hidrograma unitário estão na Figura 2.32, que permite visualizar as variáveis t_a , t_b , t_p , t_c e V_{esd} e interpretar seus conceitos definidos a seguir, juntamente com suas equações de aplicação.

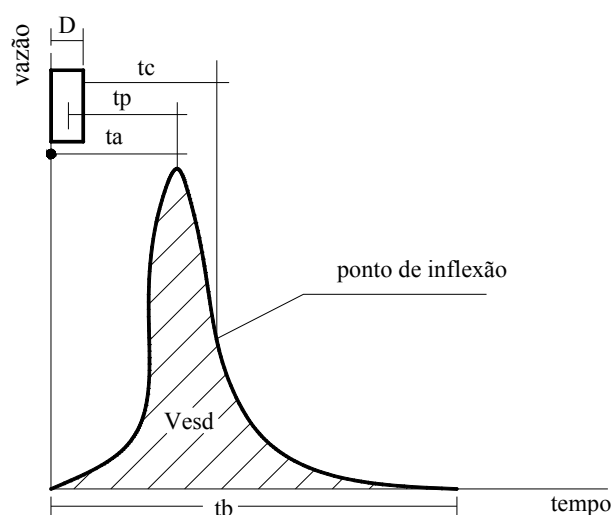


Figura 2.32 – Forma do hidrograma unitário.

Fonte: Tomaz (2002, p. 435).

O tempo de retardamento t_p é o tempo que vai do centro de massa do hietograma da chuva excedente até o pico do hidrograma, Righetto (1998, p. 233).

De acordo com Tomaz (2002), para bacias até 8 km², as Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana do município de São Paulo, 1998, recomenda a utilização da Equação (2.38) para a determinação deste parâmetro:

$$t_p = \frac{L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}}{14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5}} \quad (2.38)$$

sendo, L o comprimento do talvegue (m); CN o número da curva da bacia (definido em item mais adiante) e S a declividade média (m/m).

Devido aos efeitos da urbanização o t_p deve ser multiplicado por um fator de ajuste FA , determinado pela Equação (2.39) conforme o *SCS*:

$$FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,023185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6} \quad (2.39)$$

onde, $PRCT$ é a parcela da bacia tornada impermeável, em %; CN é o número da curva.

Caso a bacia seja rural, $FA = 1$.

Para bacias maiores que 8 km², “o *SCS* recomenda usar o método cinemático para se obter o tempo de concentração t_c e depois se obter $t_p = 0,6 \times t_c$ ”.

O tempo de ascensão é o tempo “que sintetiza os efeitos das características físicas da bacia sobre o hietograma de chuva excedente”, Tucci, Porto e Barros (1995, p. 148), Equação (2.40).

$$t_a = t_p + \frac{Du}{2} \quad (2.40)$$

onde, t_a é o tempo de ascensão; t_p é o tempo de retardamento; Du é a duração unitária.

Segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 144), a duração unitária tem “seu valor na faixa de 1/4 a 1/6 do tempo de retardamento da bacia, t_R ”, anteriormente chamado de t_p . Assim, Du é igual a $1/5 \times t_p$. Substituindo-se na Equação (2.40), obtém-se a Equação (2.41):

$$t_a = \left(\frac{10}{9}\right) \times t_p \quad (2.41)$$

O tempo de concentração t_c definido para o método é o tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão no trecho descendente do hidrograma. Righetto (1998, p. 233), define que “corresponde ao tempo necessário para que as últimas partículas de chuva precipitadas no ponto mais distante da bacia e que não se infiltram alcancem a seção na qual está sendo levantado o hidrograma de cheia”.

A vazão de pico Q_p é calculada pela Equação (2.42):

$$Q_p = 2,08 \times \left(\frac{A}{t_a}\right) \quad (2.42)$$

onde, Q_p é a vazão de pico (m^3/s); A é a área da bacia (km^2) e t_a é o tempo de ascensão que vai do início da chuva até a vazão de pico do hidrograma, conforme Figura 2.9.

O valor da duração da chuva unitária Du é calculada pela Equação (2.43) substituindo-se $t_a = 5.Du$ e $t_p = 0,6.t_c$ em $t_a = 10/9.t_p$:

$$Du = 0,133 \times t_c \quad (2.43)$$

onde, t_c é o tempo de concentração, em s.

O volume do escoamento superficial (V_{esd}) é a área do triângulo da Figura 2.32, composta pelo tempo de base tb e pela vazão de pico Q_p , e calculada pela Equação (2.44).

$$V_{esd} = \frac{Q_p \times t_b}{2} \quad (2.44)$$

onde, Q_p é a vazão de pico em m^3/s ; t_b é o tempo de base, em s; término do escoamento superficial.

Para o cálculo da chuva excedente Q pelo método do *SCS*, é necessária a determinação do número da curva de runoff CN , conforme valores contidos na Tabela 2.13 e Tabela 2.14, também denominado de coeficiente de escoamento superficial ou número de deflúvio CN , segundo Tomaz (2002, p. 161), pois seu valor está indiretamente aplicado na variável S da Equação (2.45):

$$Q = \frac{(P - 0,2 \times S)^2}{(P + 0,8 \times S)} \quad (2.45)$$

onde, Q é a chuva excedente; P é a precipitação (mm); e S é o potencial máximo de retenção após iniciar o *runoff* (mm).

A Equação (2.45) só é válida quando $P > 0,2.S$, senão $Q = 0$.

O valor de S é determinado pela Equação (2.46):

$$S = \frac{25400}{CN - 254} \quad (2.46)$$

onde, CN é o número da curva.

O primeiro passo para se determinar o CN é obter as características do solo da bacia por meio de pesquisas geológicas em mapas regionais, ou mesmo por meio de pesquisas de laboratório com amostras do local, para a determinação do grupo de solo a que pertence, segundo a coluna 1 da Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Tabelas para determinar o número *CN*.

Grupo de Solo	Características do solo
1	2
A	<p>Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (Porto, 1979 e 1995).</p> <p>Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila (Tucci et al, 1993).</p>
B	<p>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, apresenta camada mais densificada que a camada superficial (Porto, 1979 e 1995).</p> <p>Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundos do que o tipo A e com permeabilidade superior à média. (Tucci et al, 1993).</p>
C	<p>Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2 m. 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).</p> <p>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).</p>
D	<p>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).</p> <p>Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial. (Tucci et al, 1993).</p>

Fonte: Tomaz (2002, p. 162).

Com o grupo de solo e a utilização, ou cobertura do solo da bacia definidos, determina-se o número de curva *CN* pela Tabela 2.14.

Tabela 2.14 – Coeficientes de escoamento superficial.

Utilização ou cobertura do solo	Grupo do solo			
	A	B	C	D
Zona cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
Zona cultivadas: sem 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
Florestais: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições				
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 de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
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	51	68	79
Parque de estacionamento, telhados, viadutos	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Fonte: Tomaz (2002, p. 165).

2.10.3 Método Santa Bárbara

O método Santa Bárbara tem como objetivo, segundo Tomaz (2002, p. 225), obter o hidrograma a partir de uma chuva excedente ocasionado por um hietograma em uma área qualquer, porém com a diferença de que além da vazão de pico, o método obtém as vazões em intervalo de tempo, o que facilita o método da propagação (*routing*), para o caso de reservatórios. Este método foi estudado por Silveira (2010).

O método leva em consideração o armazenamento de uma parcela de chuva excedente, que chega à seção de saída da bacia com certo atraso, e as áreas de impermeabilização da bacia, que são diretamente conectada ao sistema de drenagem, sendo desprezíveis as perdas de água precipitada que cai sobre a área impermeável ou da chuva excedente que vai pela superfície.

O hidrograma é obtido supondo um reservatório linear imaginário cujo tempo de espera é o tempo de concentração da bacia, conforme Figura 2.33

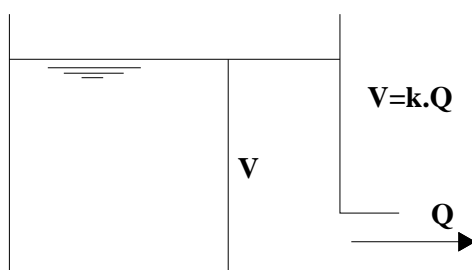


Figura 2.33 – Reservatório linear imaginário.

Fonte: Tomaz (2002, p. 228).

Suas ordenadas I são obtidas pela Equação (2.47) com as unidades no Sistema Internacional.

$$I = [i.d + i_e.(1 - d)]A \quad (2.47)$$

onde I é a entrada para o reservatório imaginário, em m^3/s ; i é a precipitação total da chuva no intervalo Δt , em m/s ; i_e é o escoamento da chuva excedente na área permeável, em m/s ; d é a fração da área impermeável; A é área total de drenagem, em m^2 .

O escoamento do hidrograma $Q_{(j)}$ da saída do reservatório é obtido por meio do método de propagação de cheia (*routing*) para o hidrograma instantâneo $I_{(j-1)}$ e $I_{(j)}$ através do reservatório linear imaginário com a constante de armazenamento usando o tempo de concentração t_c da bacia, segundo Tomaz (2002, p. 228), Equação (2.48).

$$Q_{(j)} = Q_{(j-1)} + K_r \cdot (I_{(j-1)} + I_{(j)} - 2 \cdot Q_{(j-1)}) \quad (2.48)$$

onde $Q_{(j)}$ e $Q_{(j-1)}$ são as vazões de saída do reservatório imaginário nos tempos (j) e $(j-1)$, em m^3/s ; K_r é o coeficiente de retardo calculado pela Equação (2.49); $I_{(j)}$ e $I_{(j-1)}$ são as vazões de entrada do reservatório imaginário nos tempos (j) e $(j-1)$, em m^3/s .

$$K_r = \frac{\Delta t}{(2 \cdot t_c + \Delta t)} \quad (2.49)$$

onde K_r é o coeficiente de retardo; Δt é o intervalo de tempo e t_c é o tempo de concentração da bacia, em s.

2.11 Canais

Segundo Azevedo Netto (1998, p. 361), canais são “todos os condutos que conduzem águas com uma superfície livre, com seção aberta ou fechada”, tendo como exemplos os cursos de água, rios, galerias, calhas, canaletas e sarjetas.

As cargas de velocidade, de pressão e de posição envolvidas em uma seção de um canal estão ilustradas na Figura 2.34, onde H_t corresponde à carga total e H_e à carga específica.

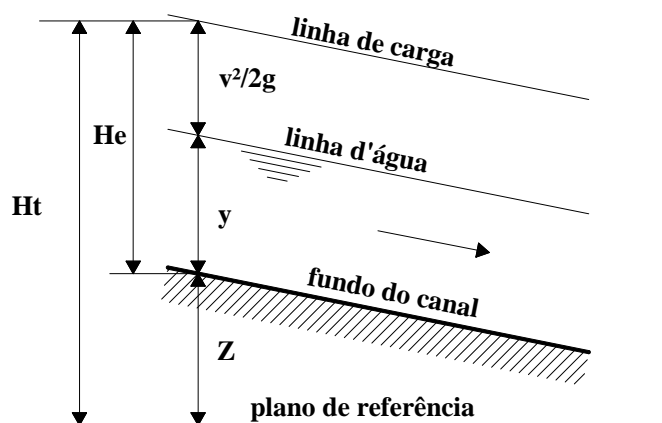


Figura 2.34 – Corte longitudinal de um canal.

Fonte: Azevedo Netto (1998, p. 363), modificado.

A Equação (2.50) relaciona as cargas de velocidade, pressão e posição da Figura 2.34.

$$H_t = Z + y + \frac{v^2}{2 \times g} \quad (2.50)$$

onde H_t é a carga total; Z é a altura do fundo do canal; y é a altura de água do canal; $\frac{v^2}{2 \times g}$ é a carga cinética ou energia de velocidade.

A energia específica de um canal é a energia que tem o escoamento em relação ao fundo do canal, portanto, na Figura 2.34, se o plano de referência coincidir com o fundo do canal

$$E = H_e = y + \frac{v^2}{2 \times g}.$$

Os canais são classificados quanto ao movimento de suas partículas em permanente e não permanente (AZEVEDO NETTO, 1998, p. 362-363). Se a vazão e a seção do canal permanecem constantes, $\frac{dQ}{dt} = 0$, Figura 2.35a, o movimento será permanente e uniforme, com $Q_1 = Q_2$; $A_1 = A_2$ e $v_1 = v_2$; caso contrário, em trechos que muda a seção alterando a velocidade, mas permanecendo a vazão constante, Figura 2.35b, será permanente acelerado ou retardado, com $Q_1 = Q_2$; $A_1 \neq A_2$ e $v_1 \neq v_2$. No movimento não permanente, a vazão não é constante em várias seções observadas do movimento, Figura 2.35c, com $Q_1 \neq Q_2$ ($\frac{dQ}{dt} \neq 0$); $A_1 \neq A_2$ e $v_1 \neq v_2$.

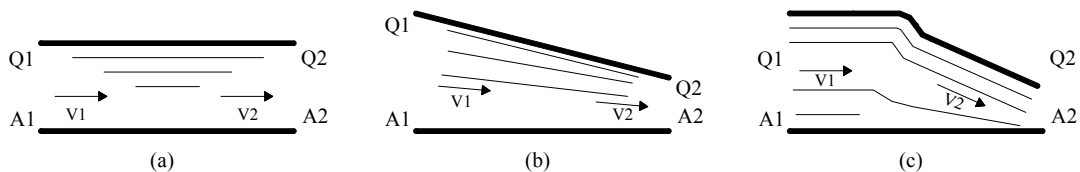


Figura 2.35 – Movimentos em um canal.

Fonte: Azevedo Netto (1998, p. 46), modificado.

A fórmula de Chézy com coeficiente de Manning é a mais utilizada no cálculo da vazão de um canal em movimento permanente e uniforme, Equação (2.51).

$$\frac{n.Q}{\sqrt{I}} = A.R_H^{2/3} \quad (2.51)$$

onde n é o coeficiente de rugosidade de Ganguillet e Kutter; Q é a vazão, em m^3/s ; I é a declividade do fundo do canal, em m/m ; A é a área molhada do canal, em m^2 ; R_H é o raio hidráulico, em m .

Segundo Fernandez, Araújo e Ito (1999) apud Tomaz (2002, p. 106), a velocidade média mínima para a água pluvial ser conduzida pelo canal é de $0,75 \text{ m/s}$ e a velocidade máxima para um canal de parede em concreto é de $4,5 \text{ m/s}$.

2.11.1 Amortecimento em canais

Da mesma forma que as bacias hidrográficas funcionam como reservatórios (NAGHETTINI, 2008), os canais também armazenam temporariamente a água durante a propagação de uma onda de cheia. A Figura 2.36 exibe a propagação de uma onda de cheia decomposta em uma cunha sobre um prisma, indicando um movimento não permanente do canal, entre as seções 1 e 2.

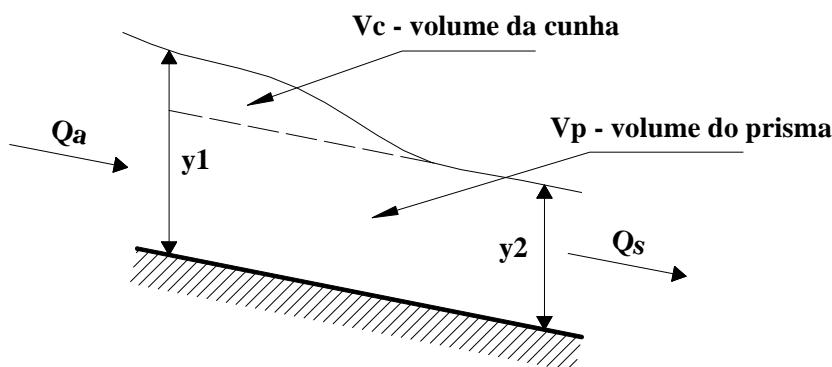


Figura 2.36 – Esquema de um trecho de canal.

Fonte: Villela (1975, p. 178), modificado.

Conforme descreve Studart (2007):

O armazenamento ao longo de rios e canais não é função apenas da descarga, visto que o mesmo se dá não somente na forma de prisma d'água; sobre este se manifesta uma formação em cunha. O efeito dessa acumulação deve ser levado em conta. Inexistindo uma relação biunívoca a descarga na extremidade de jusante e o volume retido no vale do rio, há de se introduzir a vazão afluenta como parâmetro adicional na definição do volume de acumulação. Note-se que o regime não é permanente; a superfície livre das águas pode assumir formas distintas para idênticas condições-limites na seção de jusante, em função da posição em que se encontre a onda de cheia no trecho considerado.

Assim, “calhas de rios, córregos e canais possuem também a função de amortecer e retardar as ondas de cheias”, (CANHOLI, 2005, p. 124), tal é o objetivo de “projetos voltados para a restauração ou readequação dos córregos”, que recupera ou incrementa “a capacidade de retardamento e amortecimento das cheias”.

O efeito deste processo é tão considerável que segundo French (1986) apud Tucci, Porto e Barros (1995, p. 171), Yen propõe que “após a estimativa da vazão a partir do risco dos eventos hidrológicos, seja considerada a redução do pico da descarga em função do amortecimento hidrodinâmico ao longo do canal”.

Linsley (1978, p. 70), também considera o efeito no escoamento superficial, onde explica que quando “as vazões do escoamento superficial, laminar ou fluvial, aumentam, as profundidades dos escoamentos também devem aumentar”, o que resulta em uma quantidade de água “temporariamente armazenada, até que a vazão diminua”.

O DAEE/CETESB (1980, p. 253), afirma que as “sarjetas funcionam como canais e precisam ser dimensionadas como tais”, onde, “armazena temporariamente um grande volume de água pluvial”, Wilken (1978, p. 265). Como as galerias funcionam como condutos livres, também podem ser consideradas como canais com o efeito de amortecimento.

2.11.1.1 Afluxo local

São “caudais trazidos pelos afluentes, que alcançam o rio principal entre os extremos desse trecho”, Linsley (1978, p. 84). Por analogia, o escoamento superficial de calçadas e ruas, ou contribuições de lote, são caudais afluentes que alcançam as sarjetas.

Segundo Studart (2007), o “tratamento da vazão local, ou seja, proveniente de cursos d’água que afluem ao trecho, constitui uma das principais dificuldades no estudo da propagação de cheias”. Dois casos básicos podem surgir, segundo a autora:

8. “Afluentes se concentram nas proximidades da seção de montante do trecho. Neste caso, a vazão local é adicionada ao hidrograma das descargas afluentes”.
9. “Contribuição local junto à seção de jusante. Subtraem-se, antes de se efetuar a análise dos volumes de acumulação, das vazões efluentes os valores estimados para a vazão local”.

Linsley (1978, p. 84) também faz as mesmas afirmativas citadas por Studart (2007), e complementa, que além destas duas formas, pode-se “também dividir o afluxo local em duas parcelas, sendo uma adicionada à vazão da corrente principal e a outra ao cálculo da vazão de saída”.

Por conta da quantidade, ou da magnitude dos afluxos locais de um determinado trecho de corpo de água, são recomendações de Azevedo Netto (1998, p. 364): “Se o canal receber contribuições pontuais ao longo da sua extensão, ele poderá ser subdividido em trechos para efeito de cálculo” e de Studart (2007): “Em situação onde a contribuição local é de grande vulto, o trecho do rio principal deve ser subdividido e os cálculos de propagação efetuados por partes”.

Na ocorrência de contribuições laterais qL , conforme Figura 2.37, supondo escoamento de um canal unidimensional, com fluxo de volume a montante $V.A$, onde V é a velocidade média e A a seção molhada, Righetto (1998, p. 304) afirma que na seção de jusante do volume de controle elementar, “tem-se uma variação infinitesimal desse fluxo, decorrente

da variação temporal do armazenamento de água no volume de controle e da contribuição lateral, representada por qL e quantificada em $m^3/s.m$ ”.

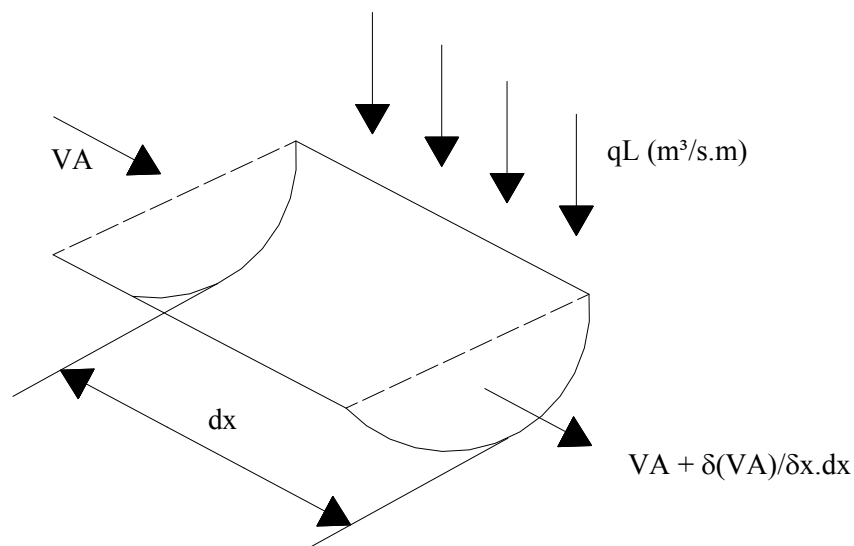


Figura 2.37 – Volume de controle elementar em um canal.

Fonte: Righetto (1998, p. 305), modificado.

2.11.1.2 Método de Muskingum-Cunge

“A equação hidrológica de armazenamento para uma seção do canal“, (CANHOLI, 2005, p. 125), é a Equação (2.28) do capítulo que descreve o processo de propagação (*routing*).

A Equação (2.52) é a equação de armazenamento, com intervalo de tempo incremental Δt , cujos índices 1 e 2 são o tempo inicial e final, respectivamente, para o tempo t_1 que gera a relação entre S_1 , I_1 e Q_1 , e para o tempo t_2 que gera a relação entre S_2 , I_2 e Q_2 , definidos anteriormente.

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{(I_1 + I_2)}{2} + \frac{(Q_1 + Q_2)}{2} \quad (2.52)$$

Admitindo que a seção do escoamento é proporcional a vazão, é admitido a seguinte relação linear entre o volume V e as vazões I e Q .

$$S = K.(Q + X.(I - Q)) \quad (2.53)$$

O método de Muskingum-Cunge (Cunge, 1969) permite expressar K e X , equações (2.54) e (2.55), em termos de características físicas do canal, Akan e Houghtalen (2003) apud Canholi (2005, p. 128):

$$K = \frac{L}{m.V_0} \quad (2.54)$$

onde K é o tempo médio de trânsito da onda; L é o comprimento do canal; m é o expoente da seção A quando se dispõe de uma relação de canais abertos do tipo $Q = e.A^m$; V_0 é a velocidade média no canal, correspondente à vazão de referência.

$$X = 0,5 \times \left(1 - \frac{Q_0 / T_0}{S_0 . m . V_0 . L} \right) \quad (2.55)$$

onde X é o fator de ponderação das vazões, varia entre 0 e 0,5; Q_0 é a vazão de referência; T_0 é a largura máxima do canal, correspondente à vazão de referência; S_0 é a declividade longitudinal do canal; L é o comprimento do canal; m é o expoente da seção A quando se dispõe de uma relação de canais abertos do tipo $Q = e.A^m$, V_0 é a velocidade média no canal, correspondente à vazão de referência.

Substituindo a Equação (2.53) na Equação (2.52) e rearranjando os termos, obtém-se a Equação (2.56).

$$Q_2 = C_0.I_2 + C_1.I_1 + C_2.Q_1 \quad (2.56)$$

onde os coeficientes C_0 , C_1 e C_2 representam a porcentagem que cada parcela de vazão I_1 , I_2 e Q_1 contribui para a vazão a jusante Q_2 .

Com os parâmetros K e X determinados, calculam-se os coeficientes adimensionais C_0 , C_1 e C_2 pelas equações (2.57), (2.58) e (2.59), respectivamente, onde a somatória $C_0 + C_1 + C_2$ é igual a 1,0.

$$C_0 = \frac{\frac{(\Delta t)}{K} - 2.X}{2.(1 - X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (2.57)$$

$$C_1 = \frac{\frac{(\Delta t)}{K} + 2.X}{2.(1 - X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (2.58)$$

$$C_2 = \frac{2.(1 - X) - \left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{2.(1 - X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (2.59)$$

O valor de X , segundo Studart (2007):

... é indicativo da participação de I no volume armazenado, tem efeito sobre a forma assumida pelo hidrograma efluente, notadamente quanto à defasagem entre os pontos de pico de vazão de H.A. (hidrograma afluente) e H.E. (hidrograma efluente). Um maior valor de X acarreta uma maior vazão de pico na seção de jusante do trecho; no caso particular de X ser nulo, ou seja participação nula de I na composição de H.E., a defasagem é mínima e o amortecimento da onda de cheia é máximo.

O gráfico da Figura 2.38 esclarece a observação de Studart (2007), apresentando o hidrograma afluente Q_a , traçado em linha contínua, e três outros hidrogramas efluente Q_e ,

traçados em linha tracejada, decorrentes da aplicação de três valores de X . Vale observar que o hidrograma de entrada é o mesmo para os três hidrogramas de saída, onde se nota que o aumento do pico de vazão a jusante do trecho, é devido ao aumento de X .

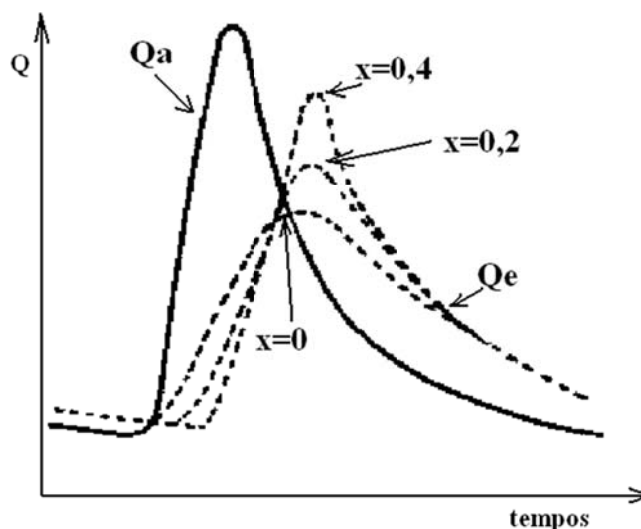


Figura 2.38 – Efeito da variação do valor de X .

Fonte: Wilken (1978), modificado.

Canholi (2005, p. 128-129) faz algumas observações e recomendações a seguir para a utilização das equações expostas.

Como vazão de referência, variável da Equação (2.55), “pode-se utilizar a vazão de base, vazão mínima de seca, o pico do hidrograma afluente ou a vazão média efluente”.

Neste método (Muskingum-Cunge) X não é mais interpretado como fator de ponderação e pode assumir valores negativos. Apesar das equações de amortecimento desse método serem montadas da mesma forma que no método Muskingum, os dois métodos são conceitualmente diferentes. Enquanto o primeiro é de amortecimento e baseado em características hidrológicas, o segundo é hidráulico e baseado na aproximação das equações de Saint Venant.

“Ponce e Theurer (1982) recomendam que Δt seja menor que 1/5 do tempo de pico do hidrograma afluente. Além disso, indicam que convém limitar o comprimento do canal pela relação a seguir, para a obtenção de resultados mais precisos”, Equação (2.60).

$$L \leq 0,5 \left(m.V_0 . \Delta t + \frac{Q_0 / T_0}{m.V_0 . S_0} \right) \quad (2.60)$$

Este método é dependente da vazão de referência empregada no cálculo dos parâmetros K e X , que pode ser eliminada utilizando-se coeficientes de amortecimento variáveis (Ponce e Yevjevich, 1978). Assim, a vazão de referência é atualizada em qualquer passo de tempo, recalculando-se os parâmetros T_0 , V_0 , X , K , C_0 , C_1 e C_2 e utilizando-se a vazão de referência atualizada conforme a Equação (2.61).

$$Q_1 = \frac{I_1 + I_2 + Q_0}{3} \quad (2.61)$$

2.12 Sistema de drenagem urbana

O sistema de drenagem urbana é “projetado para coletar e conduzir as descargas resultantes da chuva inicial de projeto” (DAEE/CETESB, 1980, p.171) e formado pelas bocas-de-lobo, condutos, poços de visita e outros dispositivos. Pode ser dividida em um sistema inicial que conduz a água precipitada denominado de micro-drenagem e um sistema final que conduz as águas captadas pelo sistema inicial denominado de macro-drenagem.

Segundo Barros (1995, p. 162), os sistemas de drenagem ocupam “um lugar de destaque entre as obras hidráulicas e sanitárias e são um item fundamental no planejamento das cidades e no saneamento das mesmas”.

O sistema de drenagem assegura o trânsito de pedestres e veículos; controla erosões; protege as propriedades particulares localizadas em áreas de risco à erosões e inundações; protege os logradouros e vias públicas; protege e preserva obras, edificações e instalações

públicas; protege e preserva fundos de vale e cursos de água; elimina a proliferação de doenças e de áreas insalubres.

2.12.1 Micro-drenagem

São constituídas geralmente de vias públicas, sarjetas, sarjetões, bocas-de-lobo, tubos de ligação, caixas de passagem, poços de visita, coletores (galerias), conforme mostra o desenho esquemático da Figura 2.39.

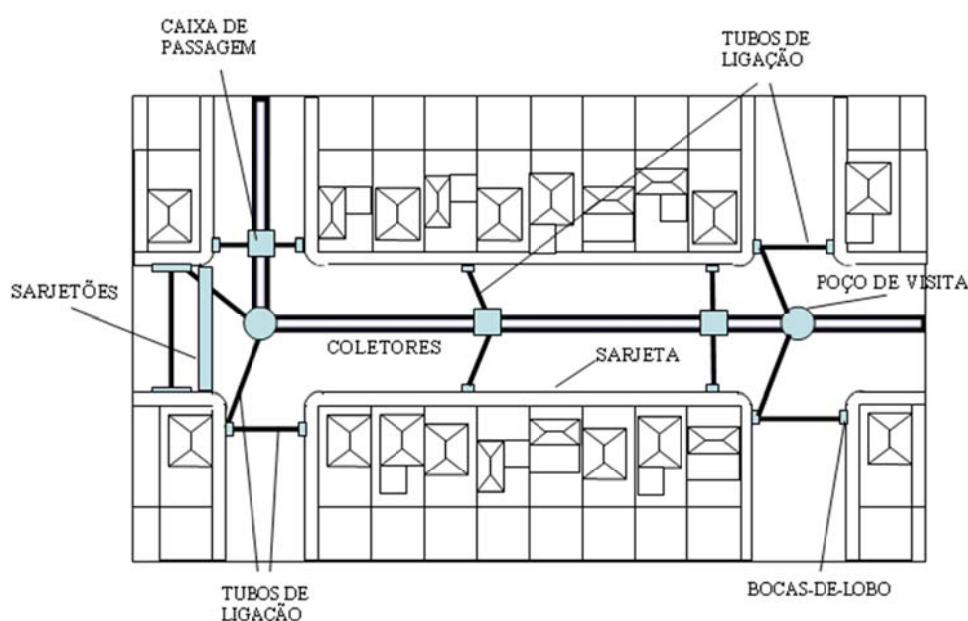


Figura 2.39 – Sistema de micro-drenagem em planta.

Fonte: Barros (1995, p. 172), modificado.

As etapas de dimensionamento iniciam-se pela subdivisão da área a ser drenada e pelo traçado preliminar das galerias; passa pela determinação das vazões que afluem à rede de condutos e termina com o dimensionamento propriamente dito da rede de condutos, segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 77).

Segundo Tucci, Porto e Barros (1995, p. 33) o critério básico adotado para o dimensionamento “é que a vazão de pico provocada por uma tormenta de projeto deve escoar pela rede à superfície livre, ou, sob pressão, com uma carga pequena”, tendo como limite superior aceitável da linha piezométrica o greide da rua, pois se este limite for

ultrapassado, “as bocas-de-lobo não funcionarão, pois haverá refluxo de água através delas”, segundo DAEE/CETESB (1980, p. 184).

2.12.1.1 Galerias

As galerias, ou coletores, são os elementos que se localizam sob o eixo da via pública e escoam a água pluvial que chega às caixas de passagem, ou aos poços de visita.

O recobrimento mínimo sugerido devido ao trânsito de veículos é de 1,0 m (do nível da rua a parte superior do tubo) e ao recebimento dos tubos de ligação, conforme pode ser verificado na Figura 2.40.

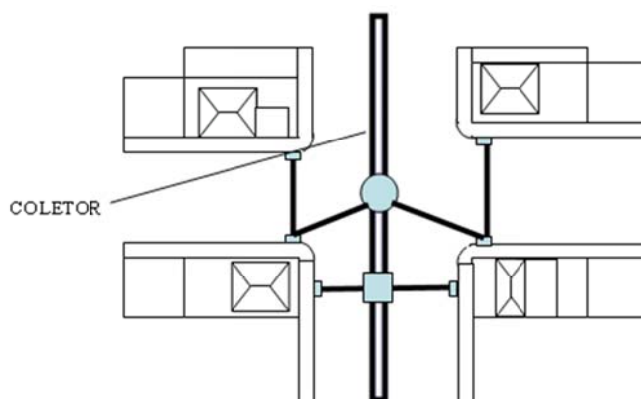


Figura 2.40 – Galeria em planta.

Fonte: Barros (1995, p. 172), modificado.

As galerias são projetadas para trabalhar a seção plena para a vazão de projeto, cuja velocidade mínima para tubos de concreto é de 0,65 m/s e máxima de 5,0 m/s, segundo Tomaz (2002, p. 391).

Também segundo Tomaz (2002, p. 406) a velocidade máxima eventualmente poderá chegar ao limite de 6,0 m/s, sendo justificado pela condição de ruas muito íngremes, ou ruas sem saída com problemas de drenagem, também pelas características intrínsecas dos tubos de seções circulares e pela condição de que a vazão corresponde a uma chuva que se verifica apenas a cada dez anos, o que não compromete a estrutura dos tubos.

Os diâmetros comerciais segundo Tomaz (2002, p. 391) são: 0,30 m, 0,40 m, 0,50 m, 0,60 m, 0,80 m, 1,00 m, 1,20 m e 1,50 m, podendo chegar a dimensões maiores até 2,00 m. Havendo necessidade de seções maiores é adotada uma seção prismática hidráulica ideal.

Com a subdivisão da área a ser drenada e o traçado preliminar das galerias, o próximo passo é o cálculo da vazão de pico pelo método Racional, Equação (2.36), para logo após o dimensionamento das tubulações obtendo-se seus diâmetros por meio da fórmula de Manning, Equação (2.51).

Com a estimativa do diâmetro calculada, adota-se o diâmetro comercial e por meio da equação da continuidade, conforme Equação (2.62), verifica-se a velocidade.

$$Q = V \cdot As \quad (2.62)$$

onde Q é a vazão de pico da área a ser drenada, em m^3/s ; V é a velocidade de escoamento, em m/s ; As é a área da seção da tubulação, em m^2 .

2.12.1.2 Vias Públicas

Segundo o DAEE/CETESB (1980, p. 251), as “ruas servem a um importante e necessário fim de drenagem, embora sua função primordial seja a de permitir o tráfego de veículos e de pedestres”, e conclui que um bom sistema viário reduz custo e pode até dispensar o sistema de galerias, Figura 2.41.



Figura 2.41 – Seção transversal de uma rua.

Fonte: Wilken (1978, p. 341), modificado.

2.12.1.3 Sarjetas

A Figura 2.42 mostra um modelo de seção transversal de sarjeta que funciona “como canal a céu aberto, de seção triangular” (BARROS, 1995, p. 173), de capacidade variável, que recebe o escoamento superficial de calçadas, ruas e avenidas, sendo um modelo aproximado para o cálculo da vazão em um canal, uma vez que a seção pode ter outra configuração.

Este elemento é definido após o desenvolvimento do projeto geométrico das ruas e avenidas, que funcionam como elementos hidráulicos na drenagem de água pluvial.

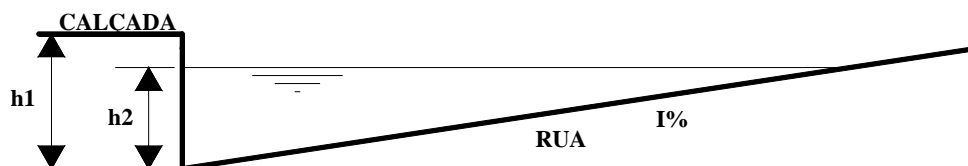


Figura 2.42 – Modelo de uma seção transversal de sarjeta.

Fonte: Tomaz (2002, p. 408), modificado.

Tomaz (2002, p. 408-409) faz algumas recomendações sobre algumas características físicas deste elemento: a limitação da velocidade estabelecendo que “a velocidade máxima deve ser menor que 3 m/s e a velocidade mínima deve ser maior que 0,5 m/s”; a declividade longitudinal mínima admissível de 0,4% e a transversal mínima de 1%. Declividades máximas longitudinais ou transversais, não são determinadas pela drenagem.

Tomaz (2002, p.409) afirma que a capacidade de condução da sarjeta pode ser calculada a partir de duas hipóteses: onde a água escoar por toda a calha da rua, com inclinação da seção transversal de 3% e $h_1 = 15$ cm, ou escoar só pelas sarjetas, com inclinação I da seção transversal de 3% e $h_2 = 10$ cm. São hipóteses possíveis podendo-se adotar outra qualquer, dependendo do modelo dos meios-fios e da declividade transversal do pavimento.

A equação utilizada para o dimensionamento da sarjeta, é a Equação (2.51), ou seja, a equação de Chezy com coeficiente de Manning.

2.12.1.4 Sarjetões

Segundo Wilken (1978) se trata de um “canal em V”, Figura 2.43, ou “calhas localizadas nos cruzamentos de vias públicas, formadas pela sua própria pavimentação e destinadas a orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas”, Tucci, Porto e Barros (1995).

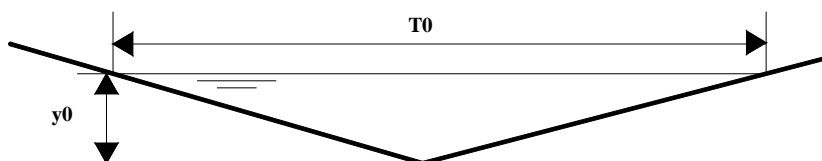


Figura 2.43 – Seção transversal de um sarjetão.

Fonte: Wilken (1978, p. 341), modificado.

2.12.1.5 Bocas-de-lobo

Barros (1995, p. 175) define que são os elementos que captam a água pluvial resultante do escoamento superficial da sarjeta e encaminham para os poços de visita ou caixas de passagem e logo após às galerias por meio dos tubos de ligação, evitando-se assim que estas águas ultrapassem os limites de alagamento das vias.

Na Figura 2.44, nota-se que a lâmina de água que ultrapassa o limite da boca-de-lobo, se encaminha novamente para a sarjeta, que será coletada por outra boca-de-lobo a jusante.

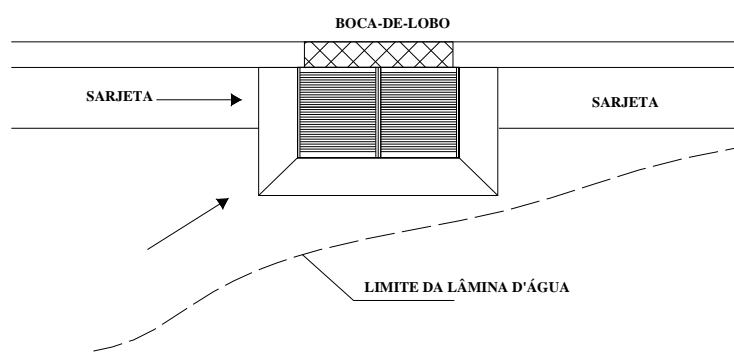


Figura 2.44 – Boca-de-lobo em planta.

Fonte: Barros (1995, p. 176), modificado.

Há três tipos de bocas-de-lobo: de guia, com grelha e combinada, que tem ou não depressão, conforme apresenta a Figura 2.45 e estar localizada em ponto intermediário, ou em ponto baixo de sarjeta.

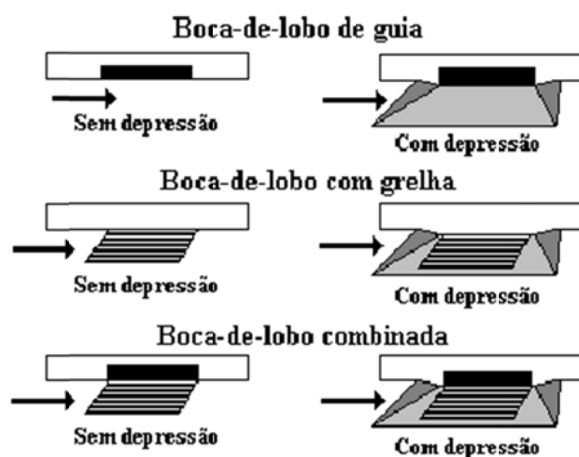


Figura 2.45 – Tipos de Bocas-de-lobo.

Fonte: Cardoso Neto (2008), modificado.

As capacidades de engolimento das bocas-de-lobo podem ser verificadas na Tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Capacidade de engolimento das bocas-de-lobo.

$Q=1,7.L.y^{3/2}$	Quando a altura da lâmina de água é menor que a abertura da guia. É considerada um vertedor.
$Q=3,0.L_1.h^{3/2}.(y_1/h)^1$	Quando a largura de água sobre o local for maior do que o dobro da abertura da guia.
$Q=1,7.P.y^{3/2}$	As bocas-de-lobo funcionam como vertedor de soleira livre. Quando a lâmina de água for inferior a 12 cm.
$Q=2,91.A.y_2^{1/2}$	As bocas-de-lobo funcionam como vertedor de soleira livre. Quando a lâmina de água for superior a 42 cm.

Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995, p. 93-96).

Na Tabela 2.15 Q é a vazão de engolimento, em m^3/s ; y é a altura de água próxima à abertura na guia, em m; L é o comprimento da soleira, em m; L_1 é o comprimento da

abertura, em m; h é a altura da guia, em m; y_1 é a carga da abertura da guia, em m; A é a área da grade, excluídas as áreas ocupadas pelas barras, em m^2 ; y_2 é a altura de água na sarjeta sobre a grelha, em m.

Para lâminas de água entre 12 e 42 cm, a carga a ser adotada fica a critério do projetista.

2.12.1.6 Tubos de Ligação ou Ramais

Estes elementos encaminham as águas captadas pelas bocas-de-lobo às galerias ou diretamente aos canais, Figura 2.46.

O diâmetro mínimo usualmente padronizado é de 400 mm (BARROS, 1995, p. 176) e sua ligação às galerias tubulares deve obedecer a dois critérios: quando a rede principal tiver diâmetro igual ou inferior a 900 mm, a ligação será efetuada por com caixa de passagem ou poço de visita; e, quando a rede principal tiver diâmetro igual ou superior a 1000 mm, a ligação será efetuada diretamente na rede.

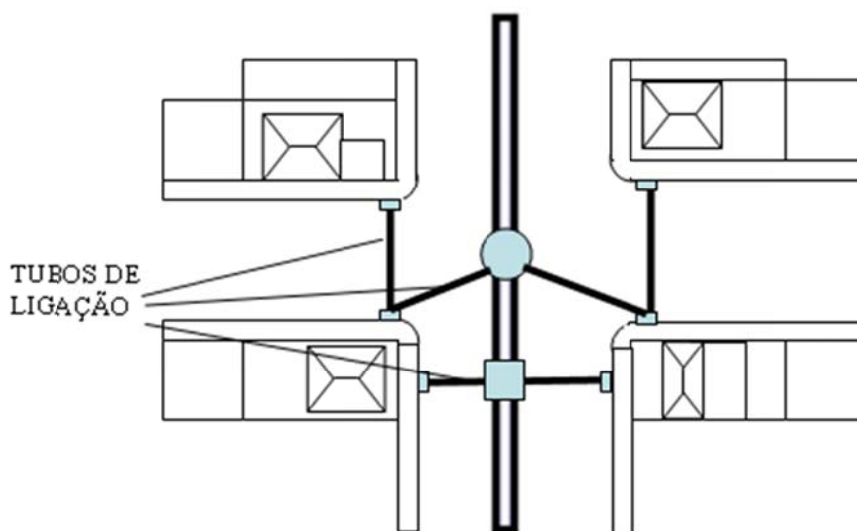


Figura 2.46 – Tubos de ligação em planta.

Fonte: Barros (1995, p. 172), modificado.

2.12.1.7 Poços de Visita

Os poços de visita têm como função permitir a inspeção das galerias para a devida manutenção do sistema, conforme Figura 2.47 (BARROS, 1995, p. 177).

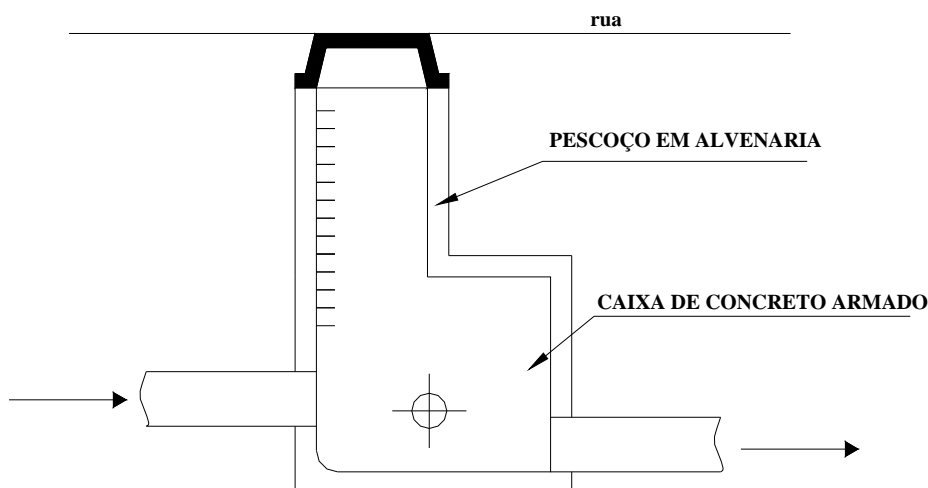


Figura 2.47 – Poço de visita em corte.

Fonte: Barros (1995, p. 177), modificado.

Sua localização na rede de drenagem é estratégica para sua função:

10. devem ser construídos no início de uma rede;
11. na mudança de direção de uma rede;
12. nas junções de galerias;
13. nas modificações de seções das canalizações;
14. nas modificações de declividade das canalizações;
15. e em pontos que reduzam as distâncias entre dois poços de visita consecutivos: que não ultrapassem 100 m, quando o diâmetro da canalização for igual, ou inferior, a 600 mm e 200 m, com diâmetro superior a 600 mm.

2.12.2 Macro-drenagem

São estruturas naturais ou artificiais de escoamento final das águas pluviais originárias do sistema de micro-drenagem, possuindo estreita relação entre ambos (BARROS, 1995, p. 167-168). São os talwegues, fundos de vale, córregos e demais cursos de água, que sempre existirão independentes de execução de obras, pois se tratam de escoadouros naturais das águas pluviais, ou canais artificiais de formas poligonais com revestimento impermeável.

São canais naturais ou artificiais, galerias, estruturas auxiliares e obras de proteção contra erosões, assoreamento e inundações ao longo dos principais talwegues.

Segundo Barros (1995, p. 167) há três concepções de sistemas de macro-drenagem utilizadas.

A primeira descaracteriza por completo o fundo de vale, onde se canaliza um curso de água em estrutura de concreto, ver Figura 2.48

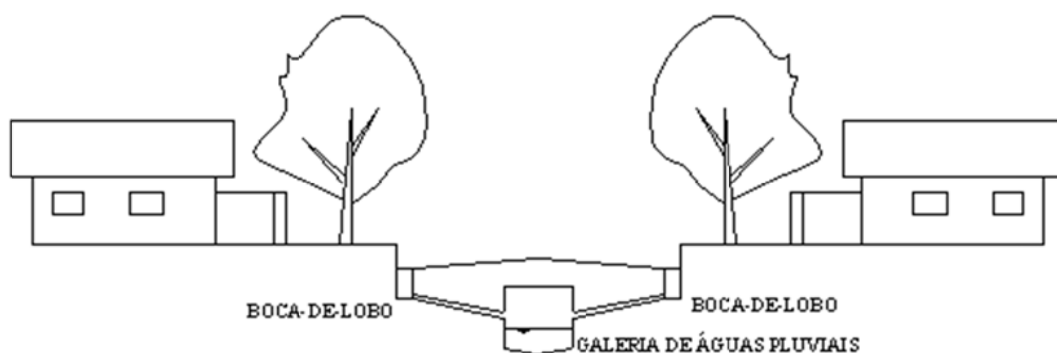


Figura 2.48 – Concepção de canal aberto e vias sanitárias.

Fonte: Barros (1995, p. 167), modificado.

A segunda concepção usual de obras para os fundos de vale é a construção de canal fechado ou aberto, em estruturas de concreto e pavimento asfáltico, que acaba descaracterizando toda a área que se executou o elemento drenante, Figura 2.49, “sem a preocupação de se desenvolver estudos alternativos de sistema de drenagem que não agridam o ambiente”.

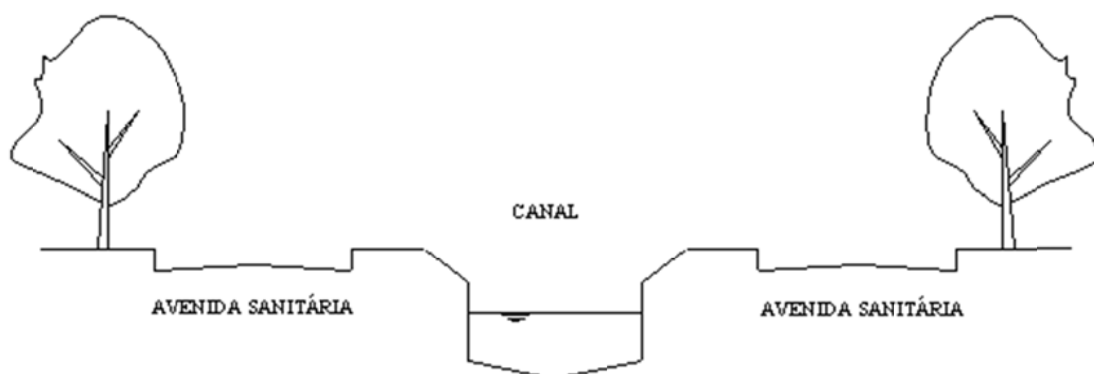


Figura 2.49 – Concepção de canal aberto e vias sanitárias.

Fonte: Barros (1995, p. 168), modificado.

A terceira, e última, é a concepção de áreas de lazer de uso público como parques lineares, pistas para ciclistas e pedestres, preservação e criação de áreas verdes, acarretando menor agressão estética e paisagística, possibilitando “uma visão de menor agressão estética e paisagística aos fundos de vale”, Figura 2.50.

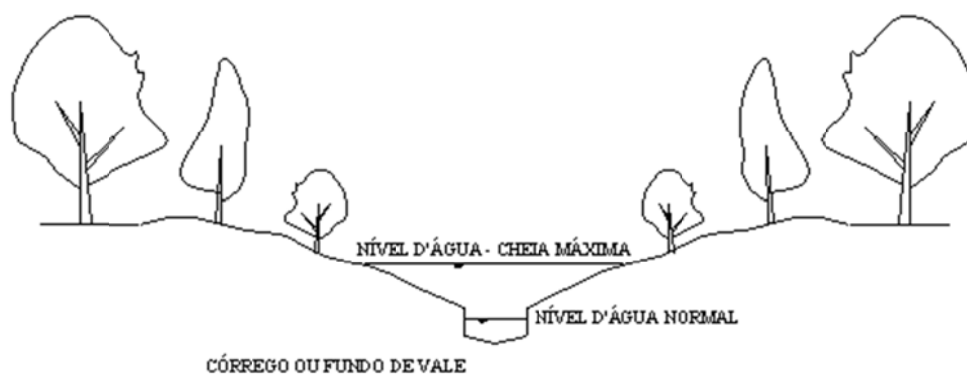
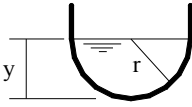
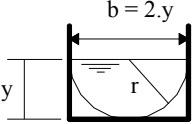
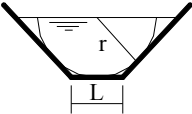


Figura 2.50 – Concepção de leito preservado e parque.

Fonte: Barros (1995, p. 168), modificado.

Para canais onde a seção é regular, o emprego das seções hidráulicas ideais no dimensionamento das seções de escoamento “otimizam a seção em função da máxima capacidade de descarga” (VILLELA, PORTO e BARROS, 1995, p. 202). Para os canais artificiais os autores recomendam limitar as velocidades mínimas entre 0,50 m/s e 0,90 m/s para evitar a deposição de siltes e materiais finos. A Tabela 2.16 mostra as seções hidráulicas ideais para o dimensionamento da macro-drenagem.

Tabela 2.16 – Seções hidráulicas ideais.

Seção	Área	Perímetro	Raio Hidráulico	Largura Superfície
	$0,5 \cdot \pi \cdot y^2$	$\pi \cdot y^2$	$0,5 \cdot y$	$2 \cdot y$
	$2 \cdot y^2$	$4 \cdot y$	$0,5 \cdot y$	$2 \cdot y$
	$1,73 \cdot y^2$	$3,46 \cdot y$	$0,5 \cdot y$	$2,31 \cdot y$

Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995, p. 203), modificado.

CAPÍTULO 3

PROCEDIMENTOS E RESULTADOS

3.1 Localização do município de Uberlândia (MG)

O município de Uberlândia posiciona-se a leste na região do Triângulo Mineiro e a oeste do Estado de Minas Gerais, cujas coordenadas geográficas variam de 18° 34' a 19° 14' de latitude sul, 47° 03' a 48° 50' a oeste do meridiano de Greenwich, com área de 4.040 km², de acordo com a Figura 3.1.

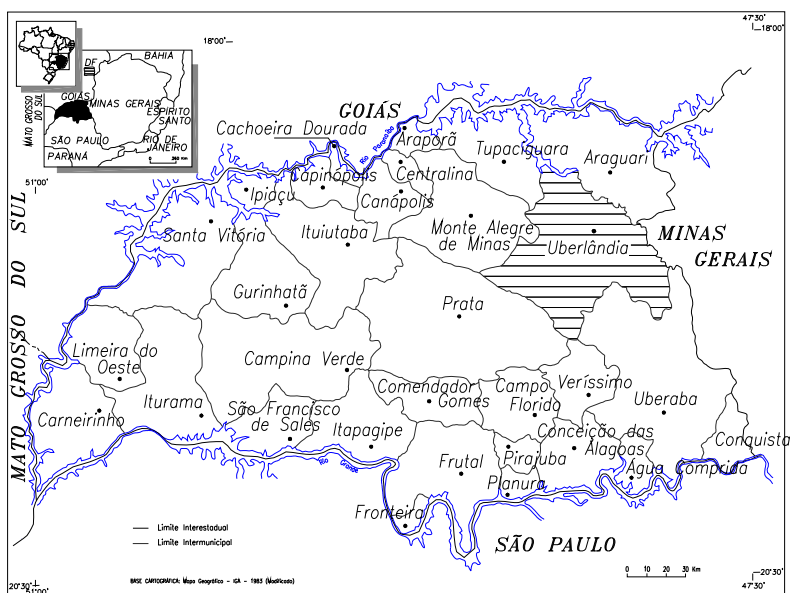


Figura 3.1 – Localização do município de Uberlândia.

Fonte: Nishiyama (1998), modificado.

3.2 Caracterização da bacia hidrográfica

A caracterização tem por finalidade conhecer as características físicas, geomorfológicas, geológicas, cobertura e uso e ocupação do solo, para utilização de modelos matemáticos.

3.2.1 Localização da bacia hidrográfica

A área de estudo pertence à Bacia do Córrego da Lagoinha, localizada no setor Sul do município, “com Latitude de 18° 91’ 86” Sul e Longitude de 48° 27’ 72” Oeste”, de acordo com SILVA (2003), circundada pela elipse na Figura 3.2, que foi escolhida por se tratar ainda de uma bacia rural, propícia à estimativa de uma urbanização futura.

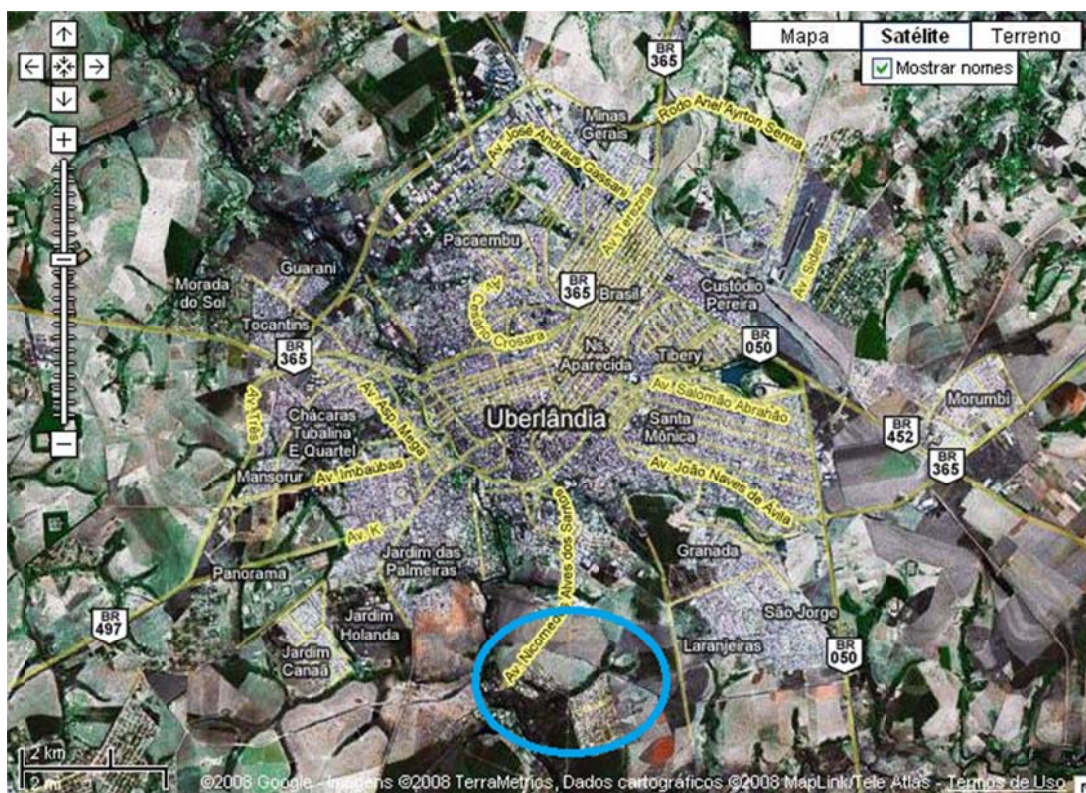


Figura 3.2 – Localização da área em estudo no município de Uberlândia.

Fonte: <http://maps.google.com.br>

O Córrego da Lagoinha é um pequeno afluente do Rio Uberabinha, manancial que abastece o município, onde se situa o bairro Shopping Park, adjacente à Av. Nicomedes Alves dos Santos e ao anel viário de acesso à Rodovia BR-050.

3.2.2 Delimitação dos divisores de água

Para a delimitação da linha imaginária dos divisores de água da bacia hidrográfica contribuinte, foi utilizado mapa digital disponibilizado pela Prefeitura Municipal de Uberlândia (MG), constituído por curvas de nível de 1,0 em 1,0 m, por meio do emprego das ferramentas do programa *Autocad*, onde foi iniciado o traçado das semi-retas na foz do curso d'água, no ponto de menor cota, encaminhando-se às de maior cota, onde foi mantido a perpendicularidade entre as curvas de nível, totalizando uma área de 6,113 km².

A Figura 3.3 exibe como ficou o traçado do divisor de águas da bacia contribuinte, em relação aos elementos urbanísticos atuais da área em estudo.

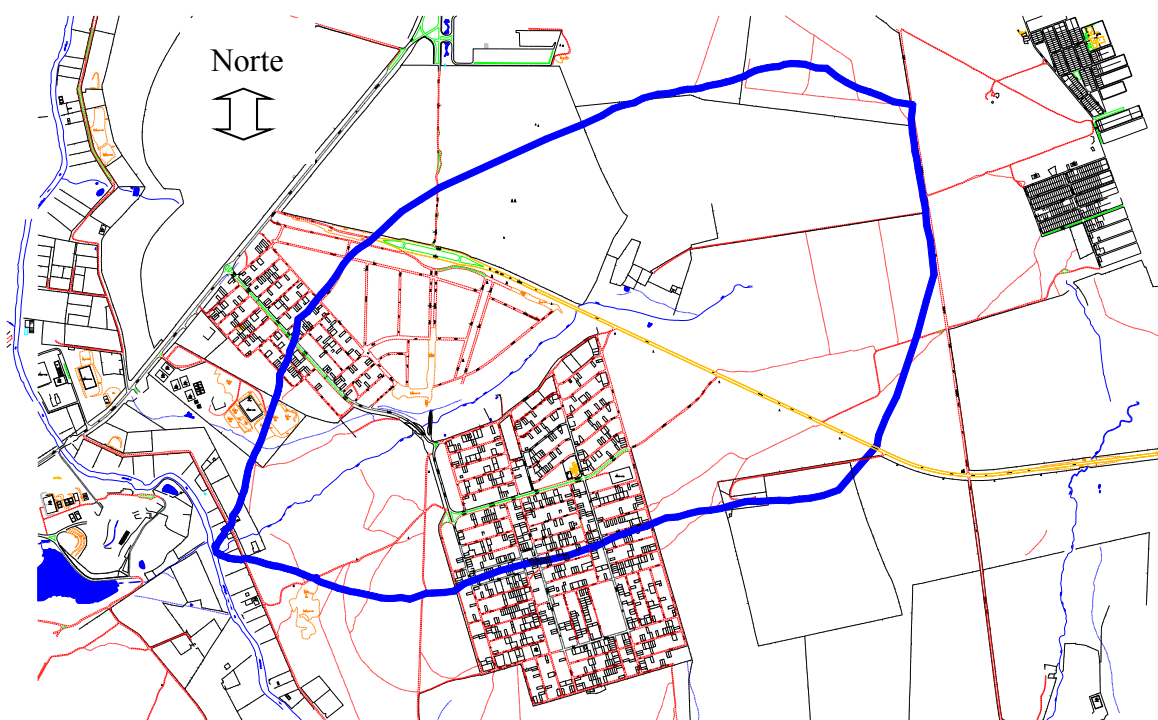


Figura 3.3 – Divisor de água da bacia do Córrego da Lagoinha (Shopping Park).

3.2.3 Características físicas

Por meio dos cálculos realizados, concluiu-se que características físicas como coeficiente de compacidade, fator de forma, número de ordem tem tendência a enchentes, enquanto outros, como densidade de drenagem e extensão média do escoamento superficial, não a

possui. Porém, a sinuosidade do rio principal, as declividades média e mediana da bacia, e a declividade do álveo possuem valores indicativos de ocorrer enchentes.

Portanto, pode-se concluir que a bacia hidrográfica em estudo tem tendência a enchentes se analisadas e comparadas às três primeiras características físicas com estas últimas.

O resumo das características físicas da bacia do Córrego da Lagoinha está na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Quadro resumo das características físicas e de relevo calculados.

Área: 6,1130443027 km ²		
Coeficiente de Compacidade: 1,13		tem tendência a enchentes
Fator de Forma: 0,597		tem tendência a enchentes
Ordem da Bacia: 02		tem tendência a enchentes
Densidade de Drenagem: 0,59 km/km ²		
Extensão Média do Escoamento Superficial: 0,48 km		
Sinuosidade do Rio Principal: 1,05		possibilidade de ocorrer enchentes
Declividade Média da Bacia: 0,04563 m/m, ou 4,563%		possibilidade de ocorrer enchentes
Declividade Mediana da Bacia: 0,0346 m/m, ou 3,46%		possibilidade de ocorrer enchentes
Altitude Máxima: 899,00 m		
Altitude Média: 851,92 m		
Altitude Mediana: 853,01 m		
Altitude Mínima: 776,00 m		
Declividade do álveo	Declividade S ₁ : 0,02399 m/m	possibilidade de ocorrer enchentes
Perfil do Rio Principal	Declividade S ₂ : 0,02462 m/m	
	Declividade S ₃ : 0,01996 m/m	
	média = 2,29%	

3.2.4 Características geomorfológicas

Segundo RADAMBRASIL (1983) *apud* Nishiyama (1998), a região do Triângulo Mineiro insere-se na unidade geomorfológica denominada Planalto Setentrional da Bacia do Paraná, ocupando a sua porção extremo leste.

Segundo Nishiyama (1998), a região é caracterizada por níveis elevados, entre 900 e 1.050 metros, drenados pelos rios Uberabinha e Tijuco, de formas tabulares amplas, onde se situa a “chapada de Uberlândia-Araguari”, que expõe litologias do Embasamento Pré-

Cambriano Indiferenciado, do Grupo Araxá (proterozóico médio), das formações Botucatu, Serra Geral e Marília; e por níveis rebaixados, entre 350 e 650 m, com formas residuais tabulares delimitadas por escarpas erosivas desenvolvidas em arenitos do Grupo Bauru.

Contudo, a caracterização das unidades geológicas para este estudo se concentra em uma pequena faixa de solo, necessária para determinar o tipo de escavação a ser realizada para a implantação do reservatório domiciliar, que neste caso, deverá ser uma escavação simples sem desmonte de rocha. A coluna estratigráfica da Figura 3.4 com profundidade de 50 metros mostra a localização do início do substrato rochoso do município de Uberlândia.

As unidades geológicas anteriormente citadas constituem o substrato rochoso do município de Uberlândia, conforme coluna estratigráfica da Figura 3.4.

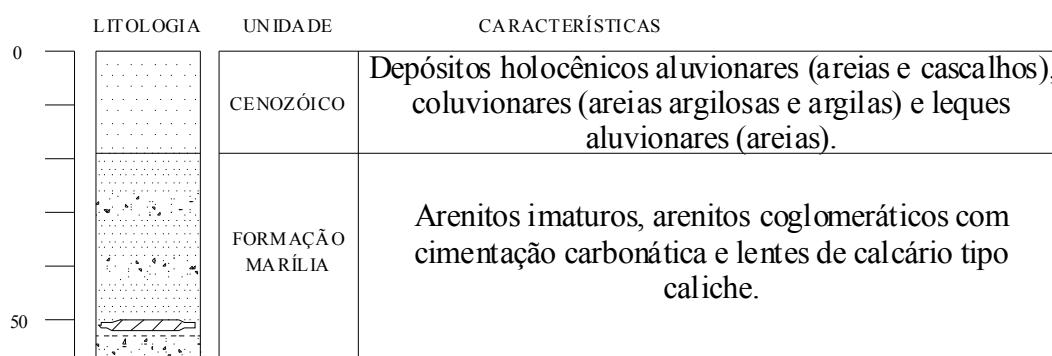


Figura 3.4 – Parte da coluna estratigráfica do município de Uberlândia.

Fonte: Nishiyama (1998), modificado.

3.2.5 Características geológicas

Segundo a Embrapa (1982) *apud* Nishiyama (1998), ocorrem no município de Uberlândia, latossolo vermelho-escuro álico e distrófico; latossolo vermelho-amarelo eutrófico; latossolo roxo distrófico; glei húmico álico e distrófico; podzólico vermelho- amarelo eutrófico; cambissolo e terra roxa estruturada.

Os materiais inconsolidados que compõem a bacia do Córrego da Lagoinha estão dispostos conforme Figura 3.5, sendo classificados por Nishiyama (1998) de acordo com a

composição granulométrica e suas colorações pela carta de Munsell, sendo os dois primeiros de formação residual, e último, retrabalhado.

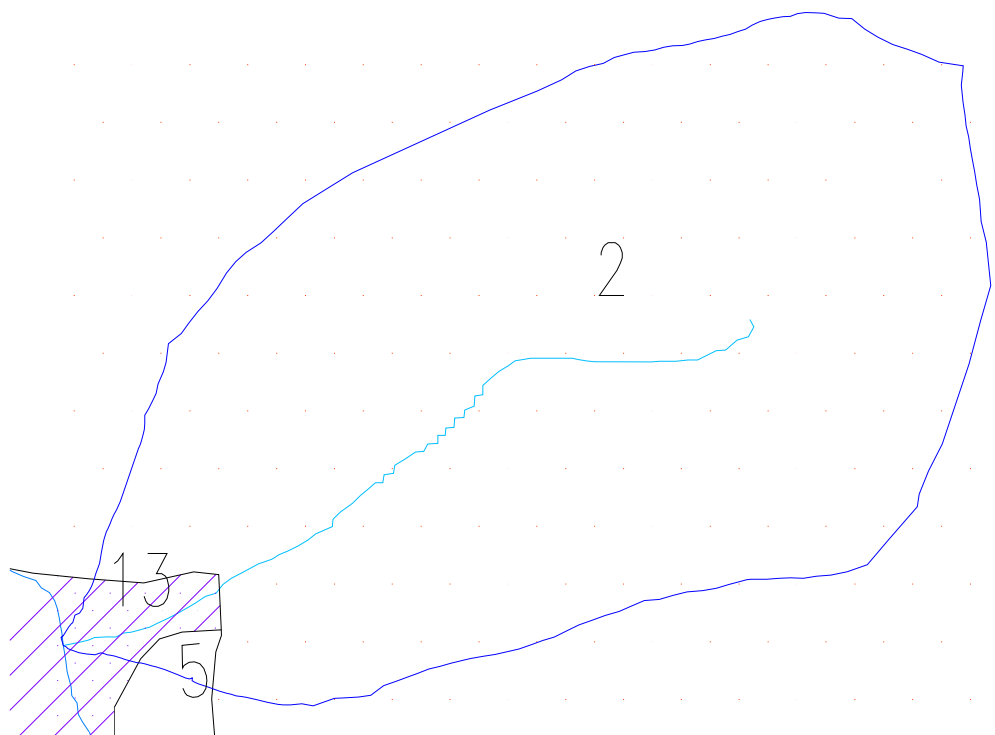


Figura 3.5 – Mapa de materiais inconsolidados da bacia do Córrego da Lagoinha.

Fonte: Nishiyama (1998).

Na Figura 3.5, as características são:

- Solo 2: Espessuras superiores a 5 metros, textura areno-argilosa, coloração em diferentes matizes de vermelho (2,5 YR – 5,0 YR);
- Solo 5: Espessuras inferiores a 2 metros, textura argilo-siltosa, coloração vermelho-escuro, arroxeadado, ocre-amarelado. Comumente, apresenta fragmentos arredondados de basalto em avançado estado de decomposição;
- Solo 13: Espessuras variáveis entre 2 e 5 metros, textura argilosa a argilo-arenosa, coloração vermelho-escuro (2,5 YR). Comum a presença de pedregulhos e seixos.

As áreas de cada material consolidado ficaram assim distribuídas: o solo 02 possui área igual a 5,933 km², que corresponde a 97,06% da área total; o solo 05 possui área igual a 0,041 m², que corresponde a 0,68%, e o solo13 possui área igual a 0,138 m², que corresponde a 2,26%, perfazendo um total de 6,113 km².

3.2.6 Características da cobertura vegetal

O mapa do Arraial de São Pedro, atualmente município de Uberlândia, com data aproximada de 1900, conforme Figura 3.6, confirma que a região tem como cobertura vegetal o Cerrado, ratificado por Soares (1988): “podemos exemplificar na criação do bairro Santa Mônica. Esse bairro foi criado em pleno cerrado, no ano de 1964, com 12 mil terrenos aprovados pela Prefeitura”.

Atehortúa (2004) detalha as características desse tipo de vegetação, proporcionando mais uma variável ao detalhamento de *C* e *CN*: “O cerrado caracteriza-se por ser pouco denso, os troncos das árvores são tortuosos e de engalhamento baixo e retorcido, as copas são assimétricas, com folhas grandes e grossas”, o que se define como uma vegetação esparsa.



Figura 3.6 – Mapa do Arraial de São Pedro: aproximadamente em 1900.

Fonte: Arantes (1938, p.17) apud Soares (1988), modificado.

3.2.7 Características do uso e ocupação do solo

As características do uso e ocupação do solo da bacia do Córrego da Lagoinha foram verificadas em documento fotográfico aéreo de 2004 e via satélite por meio da Internet, conforme Figura 3.7 e quantificadas por mapa digital disponibilizados pela Prefeitura Municipal, de acordo com a Figura 3.9, proporcionando também o detalhamento das variáveis *C* e *CN*.

Foram encontradas ocupações rurais tais como plantações, gramados, vegetações e pastos, e ocupações urbanizadas como residências, comércios, calçadas e ruas, verificadas na Figura 3.7.

Ainda há ocorrência de área de preservação permanente junto ao córrego, e áreas com intervenção humana como chácaras e cortes para movimento de terra, também verificados na Figura 3.7.



Figura 3.7 – Uso e ocupação da bacia contribuinte.

Fonte: *Google maps* (2008).

As calçadas e ruas, na grande maioria, possuem infraestrutura deficitária, sem qualquer tipo de pavimentação ou melhorias, incluindo a não construção de meio-fios, conforme Figura 3.8, elementos estes, somente encontrados no trajeto do transporte coletivo.

Também foi detectado que as residências têm uma grande porcentagem de área de seus lotes não pavimentada, por serem utilizados terrenos com criações e pequenas plantações, ver Figura 3.8.



Figura 3.8 – Condições de ruas, calçadas e área do lote.

Fonte: *Google maps* (2008).

A quantificação da área de drenagem da bacia do Córrego da Lagoinha foi executada utilizando-se de mapa digital disponibilizado pela Prefeitura Municipal, conforme Figura 3.9, onde foram utilizados os comandos *area*, *polyline* e *list* do programa *Autocad* para os devidos cálculos, comparando-os e ratificando-os pelos documentos fotográficos aéreos e via satélite, além de visitas para confirmação de dados como largura de calçadas e ruas, e de elementos urbanísticos.

Desta forma, foi possível mensurar e conhecer as áreas de cada interferência humana e coberturas vegetais naturais e rurais, contidos no solo da área de drenagem da bacia, descritos na Tabela 3.2, em áreas e porcentagens de áreas.

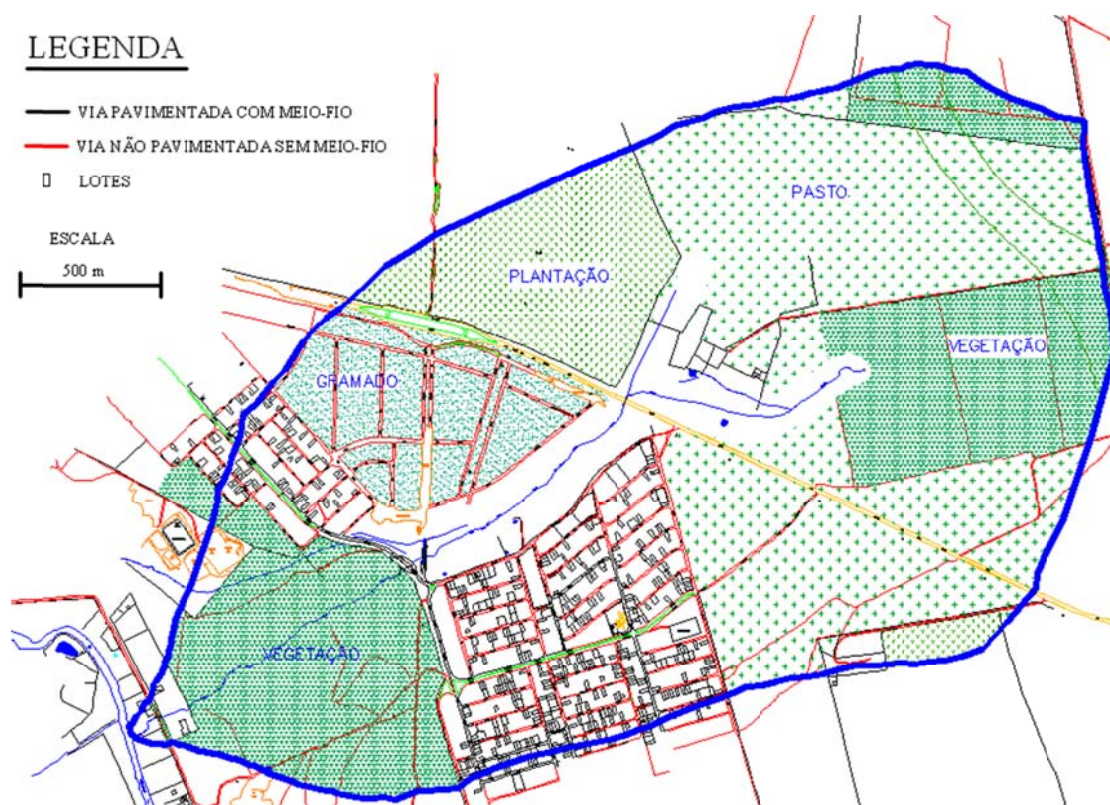


Figura 3.9 – Uso e ocupação da bacia contribuinte.

Fonte: Prefeitura Municipal (2002).

Os resultados da quantificação das variadas áreas da Figura 3.9, permitem uma análise da constituição da bacia em estudo, onde foi concluído, que ainda trata-se de uma bacia rural, pois 64,90% de sua área é composta de vegetação, pasto e plantação, sem contabilizar a área de preservação permanente, 7,32%. Apenas 27,78% de sua área é composta de urbanização, ou de futura urbanização, ou ainda, que sofreu alguma interferência humana, conforme ilustra a Tabela 3.2.

Estas áreas que sofreram interferência humana são utilizadas para pequenas plantações ou criações rurais, ou ainda, utilizadas para recreação, contendo grandes áreas gramadas, ou vegetação natural.

Tabela 3.2 – Área de cada uso e ocupação da bacia em estudo.

UTILIZAÇÃO E COBERTURA DO SOLO	Nº	ÁREA (m ²)	PORCENTAGEM
VEGETAÇÃO		1.479.190,70	24,20%
PASTO		1.924.422,18	31,48%
PLANTAÇÃO		563.808,81	9,22%
URBANIZAÇÃO		958.954,72	15,69%
FUTURA URBANIZAÇÃO		525.245,25	8,59%
ÁREA DE PRESERVAÇÃO PERMANENTE		447.360,02	7,32%
ÁREA COM INTERFERÊNCIA HUMANA		214.062,62	3,50%
TOTAIS		6.113.044,30	100,00%

3.2.8 Cálculo do número de curva CN

O número de curva *CN* da bacia em estudo, utilizado no dimensionamento do reservatório de retenção e na simulação hidrológica, tanto urbanizado como em condições de floresta, foi determinado pela média ponderada dos valores de *CN* da Tabela 2.14, conforme mostra a Tabela 3.3, de acordo com as ocupações da Tabela 3.2 e do tipo de solo definidos na Figura 3.5 e classificados conforme a Tabela 2.13.

Tabela 3.3 – Cálculo do CN ponderado urbanizado e em condições de floresta.

USOS E OCUPAÇÃO	ÁREAS (km ²):	CN:
SOLO 2 - TIPO B		
20% - SISTEMA VIÁRIO:	0,9577	98
10% - ÁREA DE USO INSTITUCIONAL:	0,4789	69
7% - ÁREA PARA RECREAÇÃO PÚBLICA:	0,3352	61
63% - LOTEAMENTO:	3,0169	88
A.P.TOTAL:	0,5800	58
A.P.PARCIAL:	0,5644	61
SOLO 5 - TIPO C		
A.P.TOTAL:	-	71
A.P.PARCIAL:	0,0419	74
SOLO 13 - TIPO D		
A.P.TOTAL:	0,0953	78
A.P.PARCIAL:	0,0428	80
CN PONDERADO - URBANIZADO =		80
SOLO 2 - TIPO B	5,9331	68
SOLO 5 - TIPO C	0,0419	78
SOLO 13 - TIPO D	0,1381	84
CN PONDERADO - EM CONDIÇÕES DE FLORESTA =		68

3.2.9 Tempo de concentração da bacia

A determinação do tempo de concentração t_c da bacia em estudo, utilizado para a definição da duração da chuva a se adotar, foi realizada pelo método da velocidade ou método cinemático, onde foram estabelecidas três sub-bacias de acordo com a Figura 3.10. As duas primeiras foram subdivididas em montante e jusante a partir do início do talvegue. No trecho a montante foram traçadas linhas tracejadas representando a continuidade do talvegue, para que ficassem constituídos dois trechos homogêneos, relativos às suas declividades, obtendo-se a declividade média pelo método das quadrículas de cada subárea em planilha de cálculo.

Os tempos de concentração para as sub-bacias 01, 02 e 03 foram 27,82 min, 29,82 min e 24,77 min, respectivamente, o que resulta um em um tempo de concentração t_c da bacia urbanizada de 54,59 min, que é a soma das sub-bacias 02 e 03.

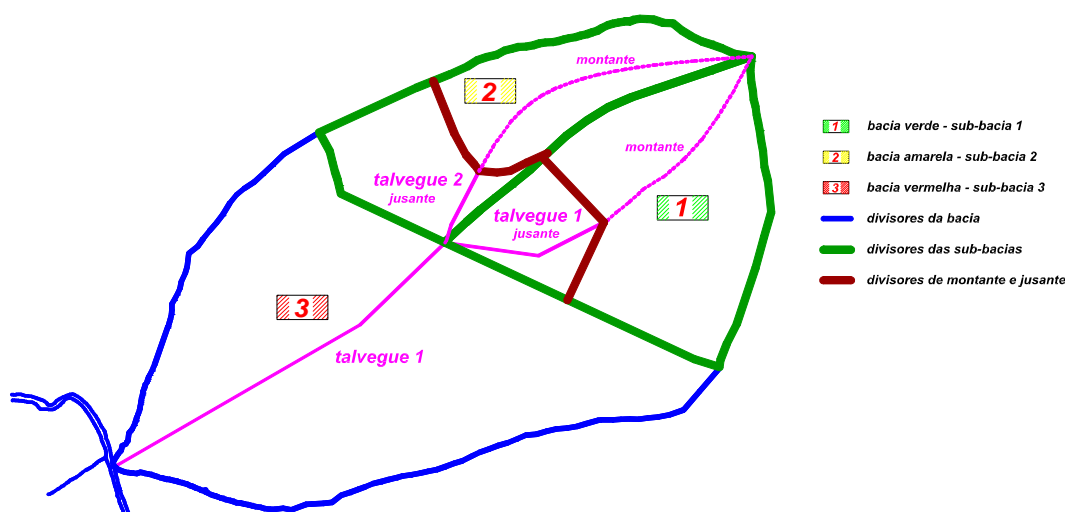


Figura 3.10 – Delimitações da bacia e sub-bacias.

3.3 Análise das precipitações

A obtenção da equação intensidade-duração-frequência e do hietograma característico é importante no desenvolvimento dos cálculos de microdrenagem, dimensionamento do

reservatório e simulação hidrológica, pois fornece parâmetros como altura e intensidade pluviométrica, além do próprio andamento da chuva durante sua ocorrência.

Para o estudo das precipitações foram utilizados os dados da Estação Meteorológica do Parque do Sabiá, nº 83.527, Latitude: 18° 55' S – Longitude: 48° 17' W, com período de 1981 a 1995 (15 anos), e da Estação Climatológica do Instituto de Geografia da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Latitude: 18° 55' S – Longitude: 48° 15' W, com período de 1996 a 2010 (15 anos), localizadas conforme Figura 3.11.

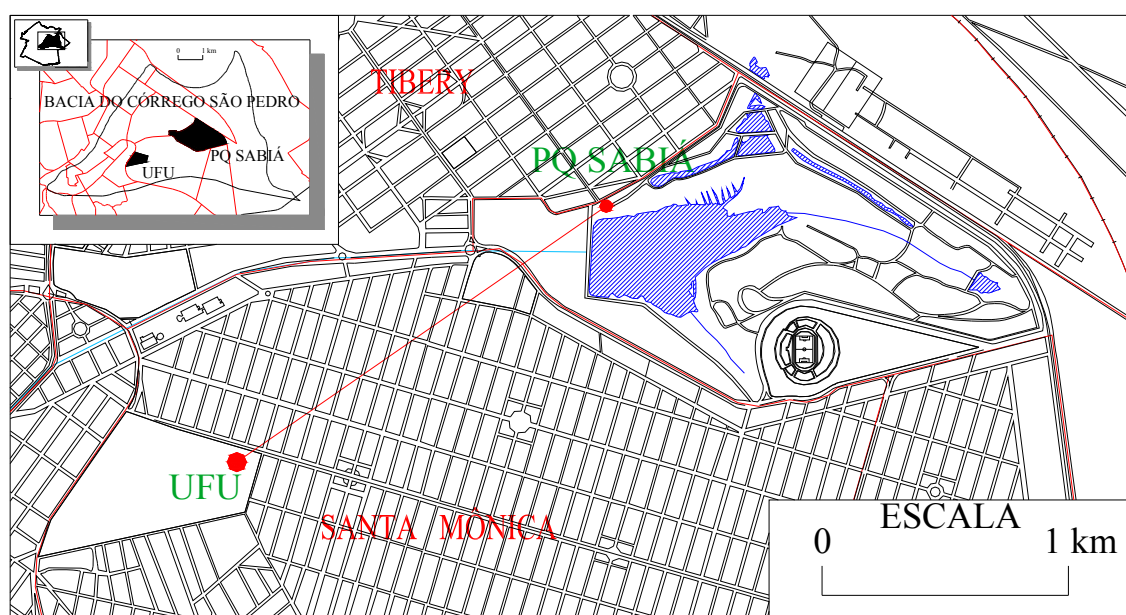


Figura 3.11 – Localização das estações da UFU e Parque do Sabiá.

Fontes: Prefeitura Municipal (2002) e Nishiyama (1998), modificados.

Ambas são estações pluviométricas urbanas e pertencem à bacia do Córrego São Pedro, com localizações absolutamente próximas, em torno de 1,82 km, conforme a Figura 3.11.

O emprego dos dados de ambas é justificado por estarem dentro de uma mesma distribuição espacial pluviométrica, conforme critérios adotados por *Drainage Criteria Manual*, de Denver, apud DAEE/CETESB (1980) e Tucci, Porto e Barros (1995), em que os valores pluviométricos não sofrem redução e são representativos para o entorno de um posto pluviométrico, para uma área de 1 km² a 25 km².

Portanto, a série anual da Tabela 3.4, foi formada a partir dos dados pluviométricos de precipitações máximas diárias anuais, em mm, que permitiu o cálculo das chuvas de 1 dia pela distribuição de Gumbel, extraíndo-se a média e o desvio-padrão utilizados no referido cálculo.

Tabela 3.4 – Dados das precipitações máximas diárias anuais.

<i>ESTAÇÃO</i>	<i>ANO</i>	<i>Precipitação diária máxima anual (mm)</i>
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
média		86,24
desvio-padrão		26,09

Fonte: Estação Meteorológica do Parque do Sabiá e Estação Climatológica do Instituto de Geografia da Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

3.3.1 Obtenção das chuvas de 1 dia pela distribuição de Gumbel em função do tempo de recorrência

Foram definidas as chuvas de 1 dia, pelo método da distribuição de Gumbel, segundo Righetto (1998, p. 190) *apud* Tomaz (2002, p. 41), a partir da série anual da Tabela 3.4, no período de 1981 a 2010, sendo calculados a média e o desvio-padrão, cujos valores são: μ igual a 86,24 mm e S igual a 26,09 mm, respectivamente.

Substituídos os valores de μ e S nas equações (2.11) e (2.12), foram obtidos os valores $\beta = 20,34$ e $\alpha = 74,50$.

Portanto, pela substituição de β , α e os respectivos períodos de retorno e frequências nas equações (2.13) e (2.14), foram obtidos os valores da Chuva de 1 dia, contidos na quarta linha da Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Precipitações de 1 dia (P), pelo método de Gumbel.

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)	81,96	105,02	120,28	134,93	153,88	168,08

3.3.2 Cálculo das alturas pluviométricas

Com os dados de chuva de 1 dia estabelecidos pela distribuição de Gumbel, conforme a quarta linha da Tabela 3.5, foram calculados os valores das alturas pluviométricas para as chuvas de durações menores, conforme Tabela 3.6, por meio das relações entre chuvas de diferentes durações, segundo Magni (1984), *apud* Tomaz (2002, p. 43), descritas na Tabela 2.2.

Desta forma, as alturas pluviométricas calculadas estão na Tabela 3.6, de acordo com as durações das chuvas e períodos de retornos.

Tabela 3.6 – Alturas pluviométricas resultantes.

Altura Pluviométrica (mm)								
duração	duração (min)	relação	Período de Retorno Tr (anos)					
			2	5	10	20	50	100
5 min	5	0,34	13,47	17,26	19,77	22,17	25,29	27,62
10 min	10	0,532	21,08	27,01	30,93	34,70	39,57	43,22
15 min	15	0,693	27,45	35,18	40,29	45,20	51,55	56,31
20 min	20	0,817	32,37	41,47	47,50	53,29	60,77	66,38
25 min	25	0,918	36,37	46,60	53,37	59,87	68,28	74,59
30 min	30	0,74	39,62	50,76	58,14	65,22	74,38	81,25
1 h	60	0,573	53,54	68,60	78,57	88,14	100,52	109,80
2 h	120	1,119	59,91	76,76	87,92	98,62	112,48	122,86
6 h	360	0,78	72,88	93,38	106,95	119,98	136,83	149,46
8 h	480	0,821	76,71	98,29	112,58	126,28	144,02	157,32
10 h	600	0,855	79,88	102,36	117,24	131,51	149,99	163,83
12 h	720	0,883	82,50	105,71	121,08	135,82	154,90	169,20
24 h	1440	1,14	93,43	119,72	137,12	153,81	175,42	191,62
1 dia	1 dia	1	81,96	105,02	120,28	134,93	153,88	168,08

Assim, em gráfico mono-logarítmico, foram elaboradas as curvas de tendência da relação altura-duração-freqüência, para cada período de retorno, conforme Figura 3.12.

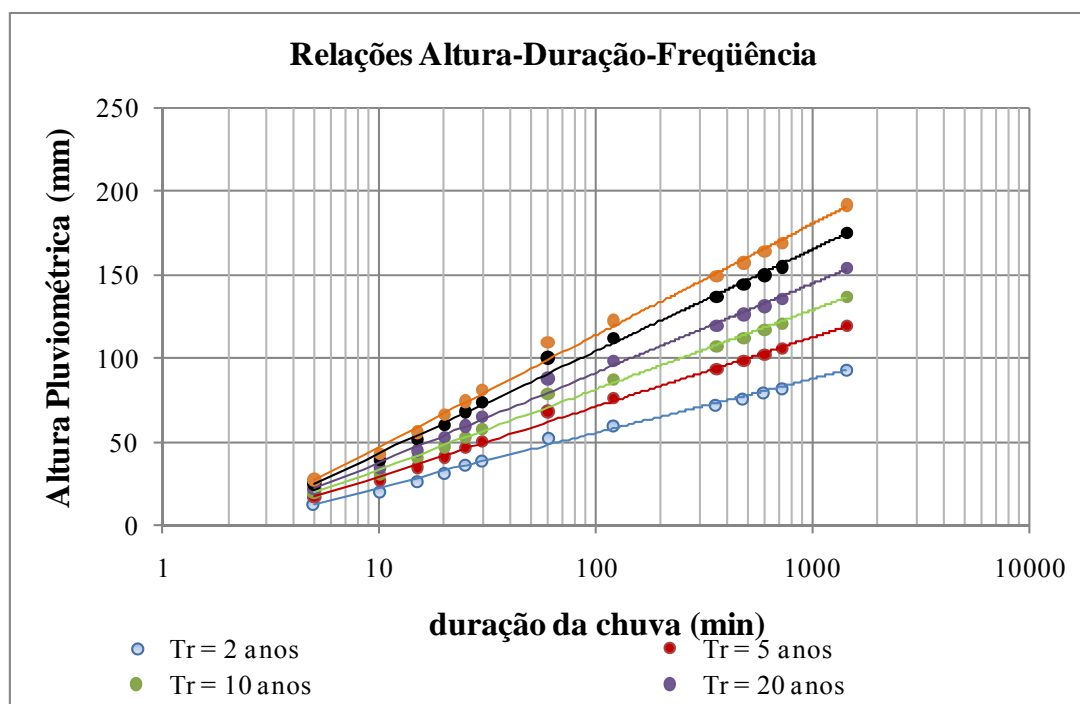


Figura 3.12 – Curvas das relações altura-duração-freqüência.

3.3.3 Cálculo das intensidades pluviométricas

Para se obter as intensidades pluviométricas, basta dividir as alturas pluviométricas da Tabela 3.6 pela referida duração da chuva, conforme a Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Alturas pluviométricas resultantes.

INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA (mm/min)							
duração	duração (min)	Período de Retorno Tr (anos)					
		2	5	10	20	50	100
5 min	5	2,69	3,45	3,95	4,43	5,06	5,52
10 min	10	2,11	2,70	3,09	3,47	3,96	4,32
15 min	15	1,83	2,35	2,69	3,01	3,44	3,75
20 min	20	1,62	2,07	2,38	2,66	3,04	3,32
25 min	25	1,45	1,86	2,13	2,39	2,73	2,98
30 min	30	1,32	1,69	1,94	2,17	2,48	2,71
1 h	60	0,89	1,14	1,31	1,47	1,68	1,83
2 h	120	0,50	0,64	0,73	0,82	0,94	1,02
6 h	360	0,20	0,26	0,30	0,33	0,38	0,42
8 h	480	0,16	0,20	0,23	0,26	0,30	0,33
10 h	600	0,13	0,17	0,20	0,22	0,25	0,27
12 h	720	0,11	0,15	0,17	0,19	0,22	0,23
24 h	1440	0,06	0,08	0,10	0,11	0,12	0,13

3.3.4 Equação intensidade-duração-freqüência

Foi empregada a equação usual da Hidrologia, Equações (2.15) e (2.16), para a determinação da equação intensidade-duração-freqüência do Município de Uberlândia.

3.3.4.1 Determinação dos parâmetros t_0 , n e C

O cálculo de t_0 foi realizado por meio de tentativas em planilhas como da Tabela 3.8, para os períodos de retorno de 02, 05, 10, 20, 50 e 100 anos, alterando-se os valores de t_0 e aferindo-se o coeficiente de determinação, ou de explicação, R^2 , quanto ao ajuste da curva.

Os parâmetros n e C foram calculados pelo Método dos Mínimos Quadrados, segundo os valores das colunas 09, 10, 11, 12 e 13 da Tabela 3.8, a partir dos valores das intensidades pluviométricas da Tabela 3.7, para cada período de retorno.

Como $a = \log C$, $C = 10^a$, verificar na Tabela 3.8, foram calculados os valores de C, para cada período de retorno, conforme Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Valores de C para cada período de retorno.

Tr	2	5	10	20	50	100
C	38,658	49,493	56,666	63,548	72,455	79,129

3.3.4.2 Determinação dos parâmetros m e A

A Tabela 3.12 foi montada para o cálculo de m e A, por meio do Método dos Mínimos Quadrados, a partir dos valores de C da Tabela 3.11, para os períodos de retorno 02, 05, 10, 20, 50 e 100 anos.

Tabela 3.12 – Planilha de cálculo dos parâmetros A e m.

Tr			x	y	xy	x ²	y ²
Tr			LOG Tr	LOG C			
1	2	3	4	5	6	7	8
2	C1	38,074	0,301	1,581	0,476	0,091	2,498
5	C2	48,785	0,699	1,688	1,180	0,489	2,850
10	C3	55,877	1,000	1,747	1,747	1,000	3,053
20	C4	62,680	1,301	1,797	2,338	1,693	3,230
50	C5	71,485	1,699	1,854	3,150	2,886	3,438
100	C6	78,084	2,000	1,893	3,785	4,000	3,582
Σ			7,00	10,56	12,68	10,16	18,65

Sxy	0,357	Y	1,76
Sxx	1,992	X	1,17
m	0,179	a	1,551

LOG(A) = a → A = 10 ^a
1,551
A = 10,00
A = 35,576

Portanto, a Equação (3.1) representa a equação intensidade-duração-freqüência da Cidade de Uberlândia (MG).

$$i = \frac{35,576 \times Tr^{0,179}}{(t + 16,0)^{0,879}} \quad (3.1)$$

onde, i é a intensidade de chuva, em mm/min; T é o período de retorno, em anos; e t é a duração da chuva, em min.

3.3.5 Hietograma característico

Por meio da série anual, mostrada na Tabela 3.4, que contém as tormentas máximas anuais, com período de duração de 15 anos, correspondente aos anos de 1996 a 2010, referente aos dados de chuva de 1 dia, da Estação Climatológica do Instituto de Geografia da Universidade Federal de Uberlândia, foi verificado qual dos hietogramas destas tormentas mais representa o hietograma característico da chuva de 24 h, após análise de suas fitas pluviográficas.

A leitura das fitas pluviográficas permitiu o traçado dos hietogramas do período citado, as curvas da Figura 3.13, por meio da locação das frações acumuladas de precipitação e de suas durações de chuva em gráfico cartesiano, que proporcionou o cálculo das vazões de um lote padrão pelo método Santa Bárbara, onde se definiu o hietograma de cálculo.

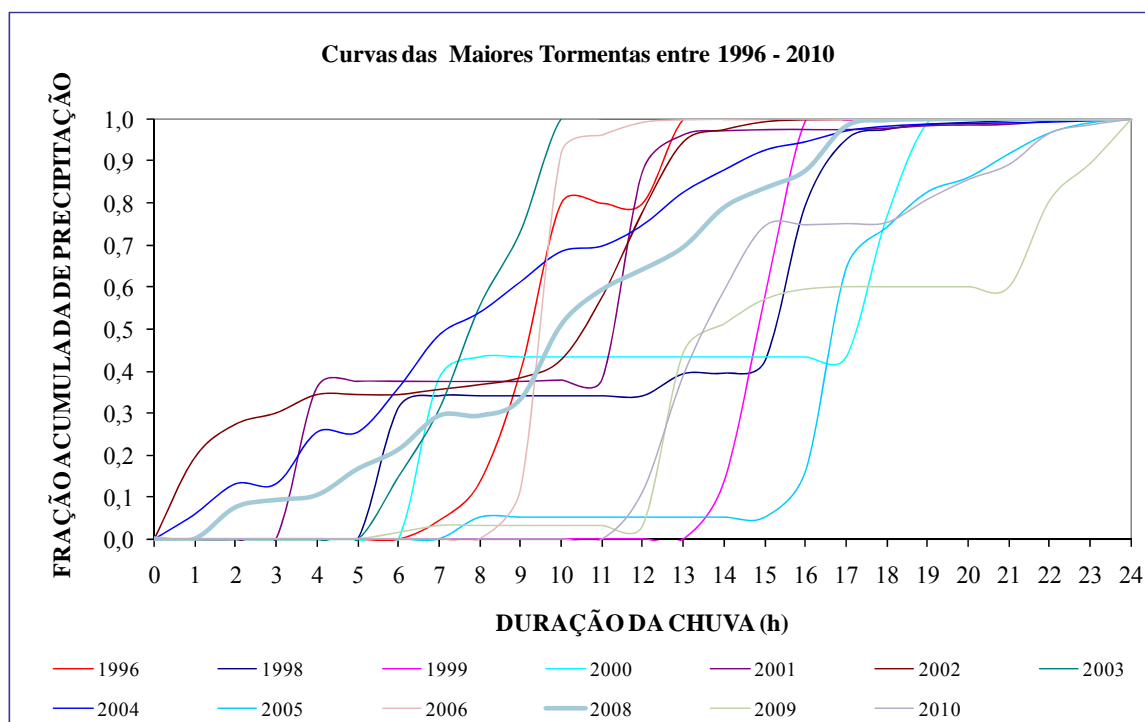


Figura 3.13 – Curvas das maiores tormentas.

A resolução pela escolha da distribuição que provocasse a maior vazão na saída do lote padrão foi adotada, devido aos traçados dessas chuvas não possuírem uma tendência comum que levasse ao hietograma característico. Assim, foi verificado que o hietograma crítico foi do ano de 2006, conforme Figura 3.14, com vazão máxima de $0,0230 \text{ m}^3/\text{s}$ no lote.

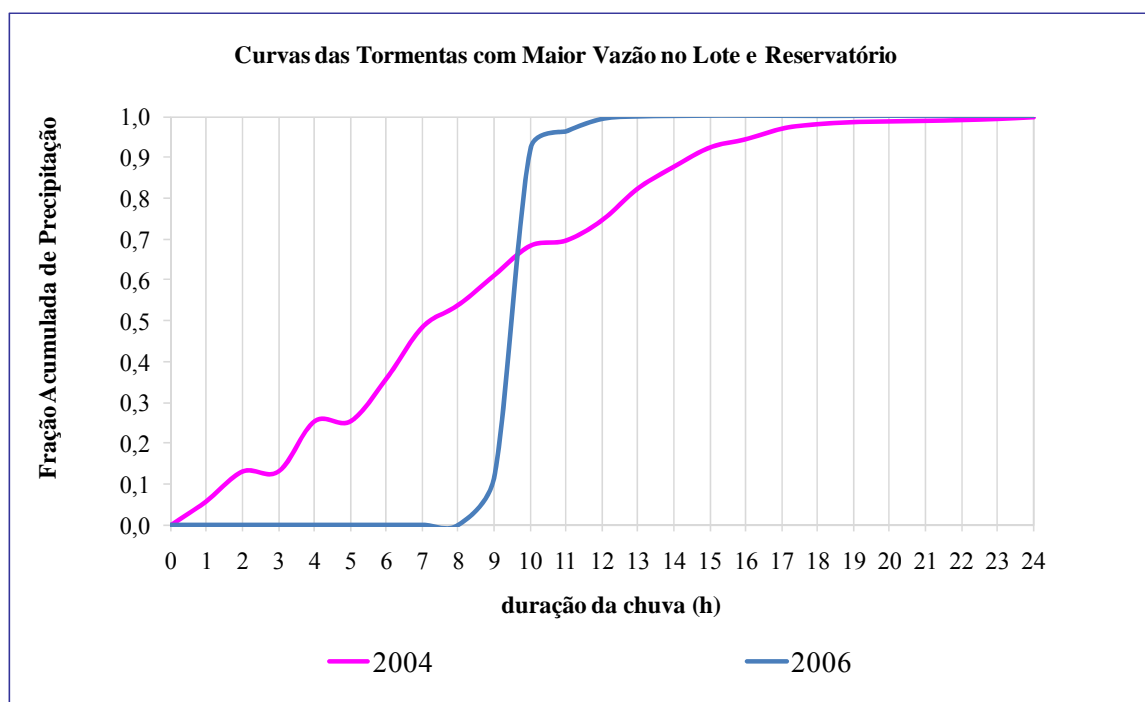


Figura 3.14 – Curvas das tormentas com maior vazão gerada no lote e reservatório.

Porém, foi verificado também que a utilização de um reservatório domiciliar na saída do lote padrão, dimensionado pela própria distribuição temporal em análise, gera uma vazão não proporcional à vazão do lote, ou seja, a maior vazão do lote não significa que originará a maior do reservatório. Por isso, foi verificado outro possível hietograma crítico, onde o maior pico de vazão ocorreu com a distribuição temporal do ano de 2004, também conforme a Figura 3.14, com o valor de $0,0048 \text{ m}^3/\text{s}$. Ambos os cálculos foram realizados na etapa de dimensionamento com período de retorno de 10 anos.

Provavelmente confirma Canholi (2005, p. 72) quando cita que para os projetos de canalizações basta “considerar a vazão de projeto, ou seja, o pico dos deflúvios associado a

Na etapa de verificação do funcionamento do reservatório, utilizando-se chuvas de período de retorno maiores 100 e 200 anos, não ocorreu o mesmo processo, isto é, as maiores vazões foram obtidas pelo hietograma do ano de 1999 e 2005.

3.4 Reservatório domiciliar

O sistema trabalha em nível de lote, conforme os passos da Figura 3.15: atenua em C a água precipitada em A e escoada em B, liberando gradualmente para a sarjeta em D, que escoo para a galeria em E.

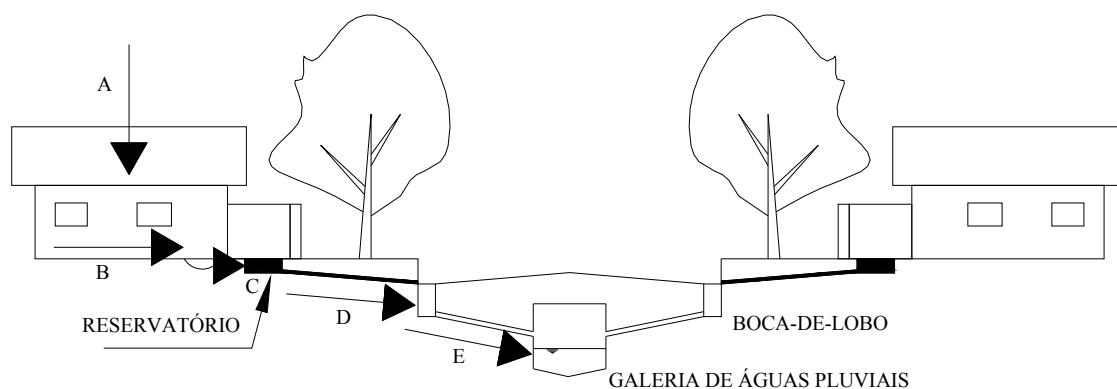


Figura 3.15 – Encaminhamento da água pluvial com amortecimento em um lote.

3.4.1 Escolha da configuração do reservatório

A configuração do reservatório domiciliar foi elaborada a partir do desejo do sistema ter sua operação e manutenção o mais simples possível.

Sua operação deve ser livre da interferência humana, como abertura e fechamento de registros e de quaisquer equipamentos que necessitem de energia elétrica para sua operação, pois isto implicaria em custos adicionais.

Sua manutenção não deve ser dispendiosa, como troca de elementos filtrantes, ou impermeabilizantes, e deve ser de simples execução, como por exemplo, um provável desentupimento ou limpeza.

Devido a estes aspectos, as alternativas da Figura 3.16 foram descartadas: na situação A, o reservatório toma espaço no lote e requer algum tipo de sistema de bombeamento para enchê-lo, encarecendo-o. Na situação B, o reservatório requer um sistema de bombeamento para esvaziá-lo, o que também o encarece. Na situação C, a infiltração pode não ser suficiente para o sistema estar preparado para outra tormenta, além da possibilidade de colmatação dos vazios e carreamento dos finos do solo, descalçando fundações residenciais, provocando recalques com prejuízos ao objetivo do reservatório domiciliar.

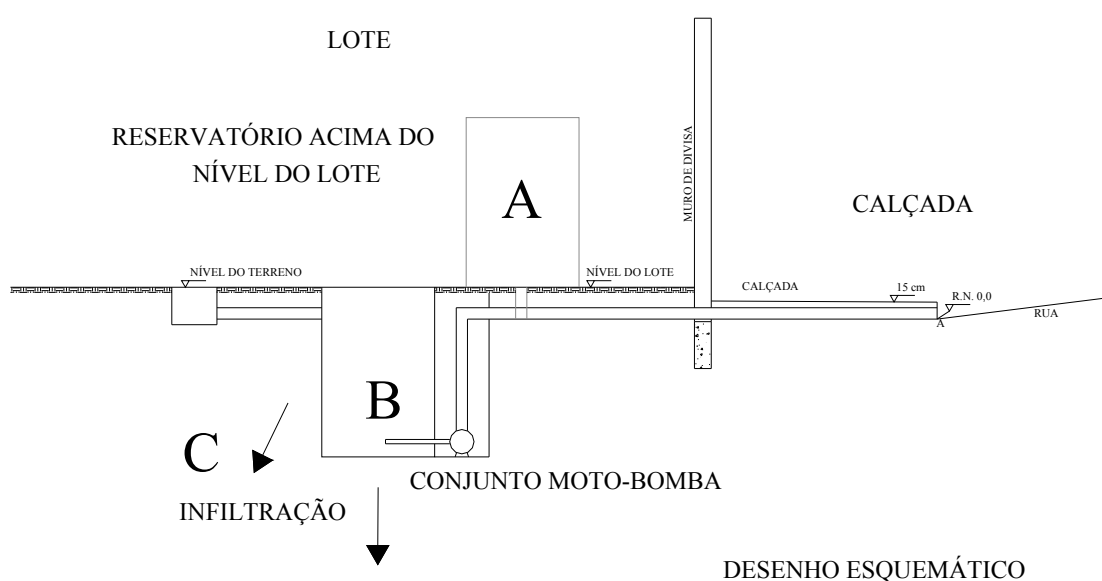


Figura 3.16 – Possíveis configurações para o reservatório de retenção domiciliar.

Assim, a configuração do reservatório de retenção domiciliar foi idealizada de forma a conservar a sua cota de fundo na mesma cota da geratriz superior do tubo de saída, permitindo o esgotamento por gravidade do volume amortecido, ver Figura 3.17, onde provavelmente, o nível superior de sua laje em concreto se igualaria ao nível acabado do terreno frontal livre.

A princípio, foi adotado que o nível de água para o volume amortecido do reservatório fosse de apenas 15 cm para uma chuva inicial de projeto.

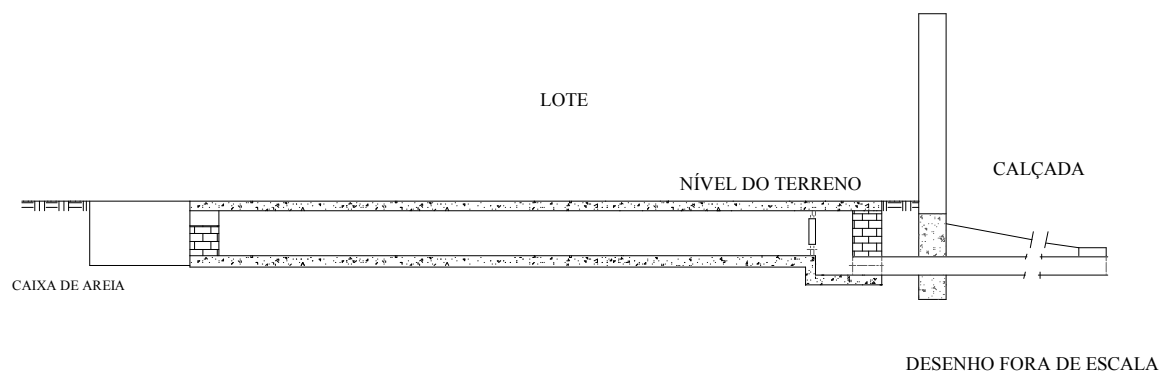


Figura 3.17 – Reservatório de retenção domiciliar projetado.

3.4.2 Dimensionamento preliminar do reservatório

Para o cálculo do volume preliminar foi empregado o método de Baker, segundo Equações (2.18) e (2.19), sendo necessário o cálculo da vazão de pico do lote antes e depois da ocupação da bacia hidrográfica, pelo método Santa Bárbara, conforme Equações (2.47), (2.48) e (2.49).

O sistema foi desenvolvido primeiramente para uma chuva inicial de projeto com período de retorno de 10 anos e duração de chuva de 10 min, com altura pluviométrica de 30,93 mm, obtida da Tabela 3.6, ou pelo cálculo da Equação (3.1), equação da chuva do Município de Uberlândia.

Com o desenvolvimento do sistema, o mesmo foi verificado para a chuva máxima de projeto com período de retorno de 100 anos e 200 anos, com duração de chuva de 30 min, com altura pluviométrica de 81,25 mm e 88,09 mm, respectivamente, obtidas também da Tabela 3.6, ou pelo cálculo da Equação (3.1), equação da chuva do município.

Para o número de curva CN , com o grupo de solo B, foi adotado um valor de 68 para a vazão de pico do lote antes do desenvolvimento, em condição de vegetação esparsa, e ainda, um valor de 85, para a vazão de pico do lote depois do desenvolvimento, em condição de zonas residenciais com lote menor que 500 m^2 (TOMAZ, 2002, p. 60).

Foi adotado um valor de 0,15 para o coeficiente de escoamento superficial C , para a vazão de pico do lote antes do desenvolvimento, segundo DAEE (2005, p. 62), “em função do uso do solo na bacia ser tipicamente rural”.

Para a vazão de pico do lote depois do desenvolvimento, foi calculado o C ponderado, onde as porcentagens de ocupação foram adotadas conforme artigos 82 e 71 (§ 4º, inciso IV) da Lei Complementar nº 245, que trata da porcentagem mínima de 20% livre de impermeabilizações e construções, e taxa de ocupação de 70% para construções residenciais com até 360 m² das zonas ZR1 e ZR2, respectivamente. Os valores utilizados do coeficiente de escoamento superficial C , para a determinação do C ponderado foi adotado segundo a Tabela 2.11.

O Mapa de Zoneamento do Município, Figura 3.18, Anexo II da Lei Complementar nº 245, exhibe que a bacia hidrográfica do bairro Shopping Park, está inteiramente no zoneamento ZR1, confirmando a utilização do artigo 71, § 4º, inciso IV desta lei.



Figura 3.18 – Vista parcial do Mapa de Zoneamento do Município.

Fonte: Prefeitura Municipal de Uberlândia (2004), modificado.

O tempo de concentração do lote depois do desenvolvimento da bacia foi determinado pela Equação (2.34), necessário à obtenção do volume depois do desenvolvimento (Vd) pela

Equação (2.19), o que foi possibilitado a obtenção do volume preliminar de amortecimento do reservatório (V_s) pela Equação (2.18).

Assim, com os valores das áreas do lote, dos coeficientes de escoamento superficial adotados, alturas pluviométricas e distribuição temporal da chuva definidas, foram obtidos os hidrogramas antes e depois da ocupação do lote para a chuva inicial de projeto, conforme Tabela 3.14, e conseqüentes vazões de pico utilizadas no cálculo do parâmetro α do método de Baker, para uma área padrão de 300 m². O hidrograma com o lote urbanizado foi empregado no cálculo do método *routing*, pois se trata do hidrograma de entrada do reservatório em estudo, ou de saída do lote.

Tabela 3.14 – Hidrogramas de antes e depois da ocupação pelo método Santa Bárbara.

PASSO	t2	fração de chuva	Q(2)	Q(2)
	min		L/s	L/s
1	2	3	4	5
0	0,0	0,000	0,000	0,000
1	0,5	0,000	0,000	0,000
2	1,0	0,000	0,000	0,000
3	1,5	0,000	0,000	0,000
4	2,0	0,000	0,000	0,000
5	2,5	0,000	0,000	0,000
6	3,0	0,000	0,000	0,000
7	3,5	0,047	0,000	0,597
8	4,0	0,552	0,000	8,240
9	4,5	0,355	0,044	19,453
10	5,0	0,039	0,106	22,974
11	5,5	0,007	0,126	21,288
12	6,0	0,001	0,126	19,232
13	6,5	0,000	0,122	17,291
14	7,0	0,000	0,118	15,534
15	7,5	0,000	0,114	13,955
16	8,0	0,000	0,110	12,536
17	8,5	0,000	0,106	11,262
18	9,0	0,000	0,102	10,117
19	9,5	0,000	0,099	9,089
20	10,0	0,000	0,095	8,165
21	10,5	0,000	0,092	7,335
22	11,0	0,000	0,089	6,589
23	11,5	0,000	0,086	5,919
24	12,0	0,000	0,083	5,318

Vale salientar que, no processo de urbanização de toda a bacia, seja na retificação da existente, ou na previsão da futura, há a ocorrência de lotes com valores diferentes da área do lote padrão, do qual foi utilizado para determinar os hidrogramas da Tabela 3.14, perfazendo um total de 220 hidrogramas diferentes, que também deverão ser empregados para o desenvolvimento do reservatório, como foi aplicado para o lote padrão de 300 m².

Desta forma, os valores do volume de amortecimento (V_s) preliminar do reservatório definido pelo método de Baker, e em consequência, a área quadrada de fundo (A_r), com comprimento (L), vinculada ao nível de água (h) adotado de 15 cm, estão na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Dimensões preliminares do reservatório domiciliar.

CÁLCULO DO VOLUME PRELIMINAR		
Qa =	0,00013	m ³ /s
Qd =	0,0230	m ³ /s
α =	0,01	
Vs / Vd =	0,99	
Td =	4,7	min
Vd =	6,436	m ³
Vs =	6,400	m ³
DIMENSÕES PRELIMINARES		
h =	0,15	m
h total =	0,40	m
Vs =	6,400	m ³
Ar =	42,67	m ²
L =	6,53	m

3.4.3 Escolha dos dispositivos hidráulicos de saída

A estrutura de saída foi adotada conforme o emprego usual em reservatórios de grande porte: orifícios de fundo para vazão da chuva inicial de projeto e vertedor retangular de emergência para chuva máxima de projeto, Figura 3.19a e b, respectivamente.

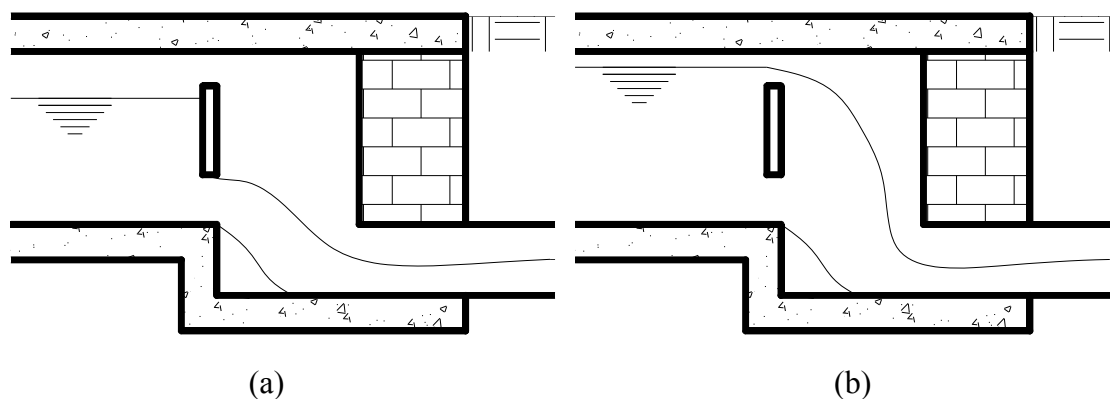


Figura 3.19 – Corte do funcionamento do orifício e do vertedor retangular.

Para o cálculo da vazão do orifício de fundo, foi utilizada a Equação (2.21), de orifício raso de paredes delgadas, após o cobrimento da geratriz superior do tubo pelo nível d'água pelo acúmulo da água precipitada e amortecida.

Porém, antes do cobrimento do tubo de saída, enquanto o nível de água não atinge a sua geratriz superior (Figura 3.20), a determinação da vazão foi realizada pela equação característica estabelecida pela verificação experimental do escoamento em orifício de fundo.

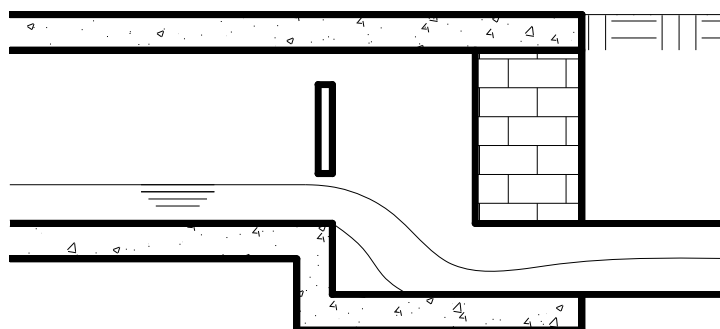


Figura 3.20 – Corte onde o nível de água não atingiu geratriz superior do furo.

Para o cálculo da vazão do vertedor de emergência foi utilizada a Equação (2.26), referente ao vertedor retangular de parede espessa.

3.4.4 Verificação experimental do escoamento em orifício de fundo

O experimento citado foi realizado no Laboratório de Hidráulica da Universidade Federal de Uberlândia, utilizando-se do tubo equipado com medidor Venturi de vazão, ver Figura 3.21, conectado por mangueira própria ao manômetro no quadro de leituras.



Figura 3.21 – Canaleta do Laboratório de Hidráulica.

No final da referida canaleta, foi encaixada no sulco existente, Figura 3.22a, uma pequena placa em acrílico, ver Figura 3.22b, que permitiu simular a vazão de um dos orifícios do reservatório, para a obtenção da equação de vazão com o nível de água inferior à geratriz superior do furo, Figura 3.20 e Figura 3.23.

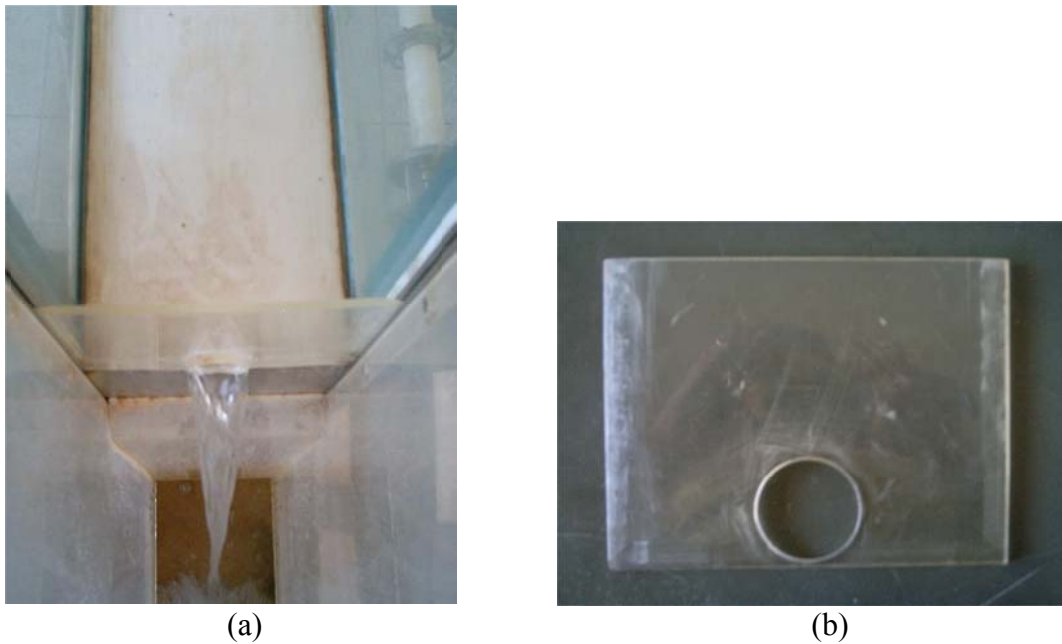


Figura 3.22 – Placa acrílica com furo posicionada.

As dimensões da placa acrílica são de 17 cm de altura; 21 cm de largura; espessura 5 mm, com contornos laterais e de fundo desbastados para 3mm, devido ao encaixe no sulco, e furo com diâmetro de 5,3 cm, cuja geratriz inferior interna foi igualada ao fundo da canaleta, Figura 3.23.



Figura 3.23 – Nível de água abaixo da geratriz superior do furo.

A altura da lâmina de água também foi medida por meio do posicionamento do micrômetro sobre a mesma (Figura 3.24), no mesmo ponto da tomada de pressão da canaleta, tendo como nível de referência o fundo da canaleta.

Assim, a vazão foi controlada pela abertura ou fechamento do registro de gaveta instalado no tubo de medição, onde após a estabilização do nível de água eram efetuadas as medições da profundidade do escoamento a montante.



Figura 3.24 – Micrômetro do Laboratório de Hidráulica.

Para o cálculo da vazão real do vertedor circular foi utilizada a Equação (3.1), onde o valor do coeficiente de descarga foi obtido por meio da inserção do número de Reynolds R_E , Equação (3.2), no diagrama de Venturi da Figura 3.25.

$$Q_r = C_d \cdot S_O \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h_m} \cdot 12,6 \quad (3.1)$$

onde, Q_r é a vazão real do vertedor circular, em m^3/s ; C_d é o coeficiente de descarga; S_O é a seção de venturi, em m^2 ; g é a aceleração da gravidade, em m/s^2 ; Δh_m é a diferença da leitura no manômetro, em m.

$$R_E = \frac{4.Q}{\pi.d.v} \tag{3.2}$$

onde, R_E é o número de Reynolds; Q é o valor da vazão teórica, em m^3/s ; d é o diâmetro do tubo, em m; v é a viscosidade cinemática do fluido.

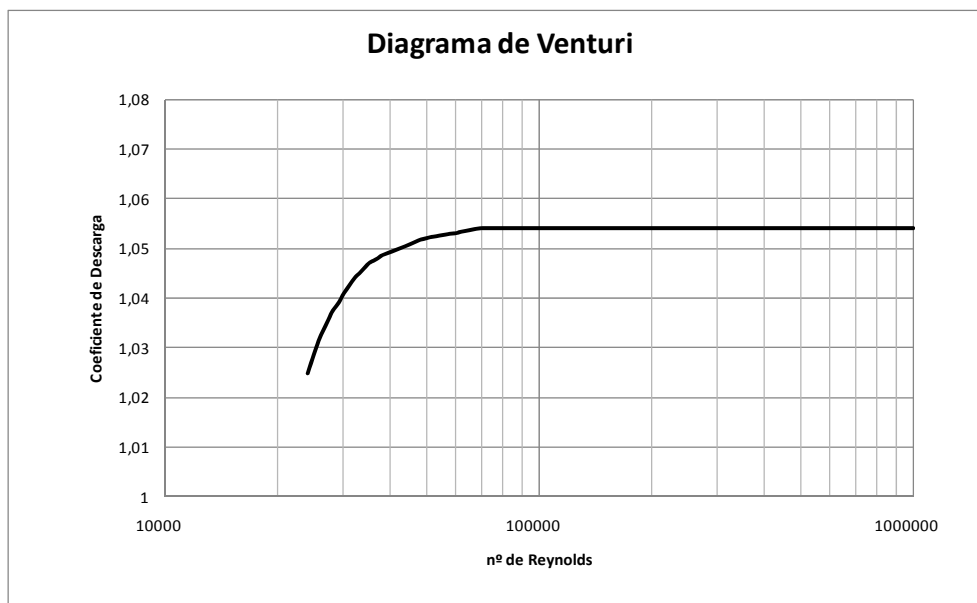


Figura 3.25 – Diagrama de Venturi.

Portanto, a vazão real obtida para o vertedor circular em estudo pode ser verificada conforme a Tabela 3.16, lembrando que $Q_r = C_d.Q_t$.

Tabela 3.16 – Cálculo da vazão real do vertedor circular.

h micrômetro	Qt	Ret	Cd'	Qr'	Re	Cd	Qr
cm	m ³ /s			m ³ /s			m ³ /s
1	2	3	4	5	6	7	8
3,79	0,000406	1,35E+04	1,000	0,000406	1,35E+04	1,000	0,000406
4,41	0,000621	2,06E+04	1,000	0,000621	2,06E+04	1,000	0,000621
5,31	0,000846	2,81E+04	1,0375	0,000878	2,92E+04	1,0395	0,000880
5,64	0,000968	3,21E+04	1,043	0,001009	3,35E+04	1,0445	0,001011

Como a velocidade de aproximação não é desprezível, ou seja, a seção da canaleta não é maior que 6,2 da seção do vertedor, a altura total H foi a soma do h do micrômetro com a expressão $v_I^2/2.g$, devido à conservação de energia, a qual foi empregada no cálculo das vazões de outros dispositivos de saída, orifícios e vertedores circulares, ver Tabela 3.17.

Tabela 3.17 – Vazões do orifício, vertedor circular e ensaio.

Cd	Cd'	Øf	So	Sc	vazão orifício	vazão vertedor circular	vazão ensaio
		m	m ²	m ²	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	2	3	4	5	6	7	8
0,64	0,66	0,053	0,00221	0,00766	0,00013	0,000539	0,000406
0,64	0,66	0,053	0,00221	0,00891	0,00014	0,000711	0,000621
0,64	0,66	0,053	0,00221	0,01073	0,00015	0,000997	0,000880
0,64	0,66	0,053	0,00221	0,01139	0,00015	0,001113	0,001011

Para equacionar os dados do ensaio com padrão da Equação (2.27), foi utilizada a ferramenta *Solver* do programa *Excel*, tendo como parâmetros o valor de a da Equação (3.3), e a somatória da diferença dos quadrados entre a vazão experimental Q_E do ensaio, calculada com os valores de H , e a vazão real Q_r , obtida a partir dos dados experimentais.

$$Q_E = a.H^b \quad (3.3)$$

onde, Q_E é a vazão experimental; a e b são parâmetros a serem fixados; H é a carga hidráulica.

Portanto, a Equação (3.4) é a equação obtida para os pontos do ensaio.

$$Q = 0,1743.H^{1,807} \quad (3.4)$$

As curvas relativas ao vertedor circular e ao ensaio possuem forma característica com posicionamentos próximos, onde a equação do dispositivo está posicionada no canto superior direito e a do ensaio no canto inferior direito, da Figura 3.26.

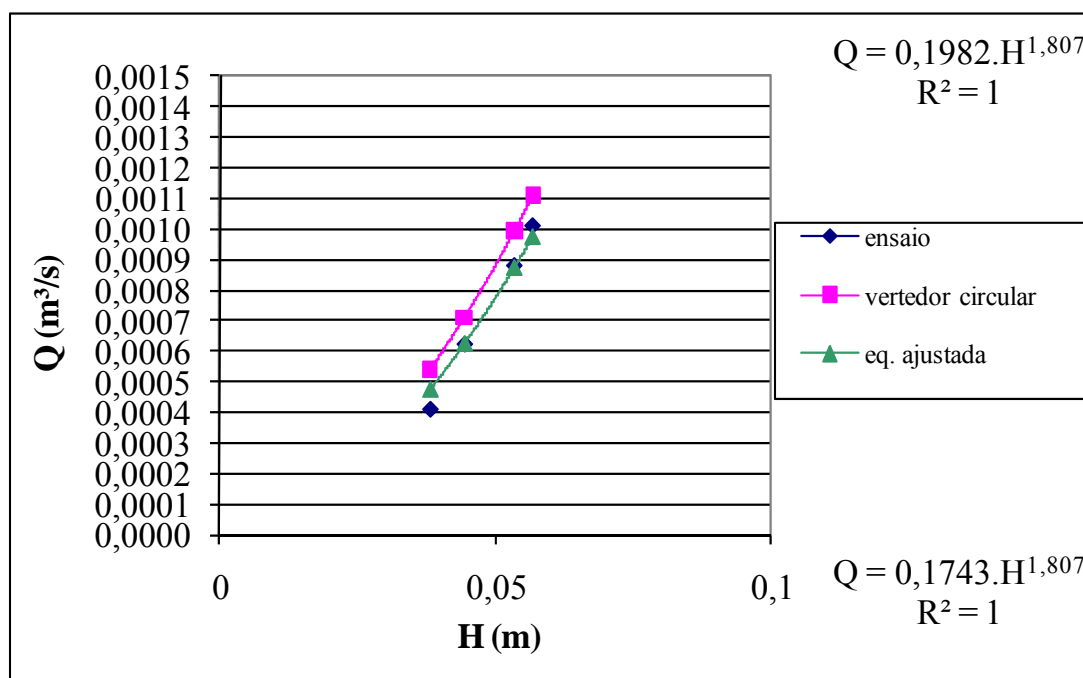


Figura 3.26 – Curvas de vazão do ensaio e vertedor circular.

3.4.5 Método Routing

Com a obtenção do hidrograma de saída para a condição do lote urbanizado, conforme Tabela 3.14, que passa a ser o hidrograma de entrada do reservatório de detenção domiciliar com sua inserção, mais as dimensões preliminares calculadas e os dispositivos hidráulicos de saída do reservatório adotados, foi obtido o hidrograma de saída do reservatório pelo método *routing*.

Além das dimensões preliminares, conforme Tabela 3.15, os dispositivos hidráulicos de saída do reservatório foram adotados com dimensões mínimas, com intuito de se evidenciar uma condição mínima de dimensionamento: foi adotado para os orifícios de fundo o diâmetro mínimo de 50 mm e a quantidade mínima de 02 orifícios, conforme item 5.4.3 da NBR 10.844/1989; a largura mínima para o vertedor de emergência foi

determinada a partir da fixação da altura máxima interna para o reservatório em 40 cm, estabelecendo um valor de 2 cm para a chuva máxima de 200 anos.

O próximo passo para o desenvolvimento do método *routing*, foi a determinação da curva cota-vazão, segundo a Tabela 3.18, para as dimensões mínimas citadas anteriormente, a partir dos dados preliminares calculados e dos dados adotados para o reservatório, onde o coeficiente de descarga C_d , com valor 0,66, foi recalculado conforme Equação (2.23), por ser orifício de fundo, onde ocorre a contração incompleta da veia líquida.

Tabela 3.18 – Curva cota-vazão.

nível de água h2	orifício		D (m)	A (m ²)	ensaio		D (m)	vertedor retangular de parede espessa		L (m)	soma das vazões
			0,05	0,001963			0,05			0,02	
	h1	qtde	Cd	vazão	carga	qtde	vazão	carga	alt. máx.	vazão	
m	m		m ³ /s			m ³ /s		m	m ³ /s	m ³ /s	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,000		2		0,0000	0,000	2	0,000000		0,500	0,0000	0,0000
0,005				0,0000	0,005	2	0,000023		0,500	0,0000	0,0000
0,010				0,0000	0,010	2	0,000081		0,500	0,0000	0,0001
0,015				0,0000	0,015	2	0,000169		0,500	0,0000	0,0002
0,020				0,0000	0,020	2	0,000285		0,500	0,0000	0,0003
0,025				0,0000	0,025	2	0,000426		0,500	0,0000	0,0004
0,030				0,0000	0,030	2	0,000593		0,500	0,0000	0,0006
0,035				0,0000	0,035	2	0,000783		0,500	0,0000	0,0008
0,040				0,0000	0,040	2	0,000997		0,500	0,0000	0,0010
0,045				0,0000	0,045	2	0,001234		0,500	0,0000	0,0012
0,050				0,0000	0,050	2	0,001492		0,500	0,0000	0,0015
0,055	0,0050	2	0,66	0,0019			0,000000		0,500	0,0000	0,0019
0,100	0,0500	2	0,66	0,0031			0,000000		0,500	0,0000	0,0031
0,150	0,1000	2	0,66	0,0041			0,000000		0,500	0,0000	0,0041
0,200	0,1500	2	0,66	0,0048			0,000000	0,050	0,500	0,0003	0,0051
0,250	0,2000	2	0,66	0,0054			0,000000	0,100	0,500	0,0010	0,0064
0,300	0,2500	2	0,66	0,0060			0,000000	0,150	0,500	0,0018	0,0078
0,350	0,3000	2	0,66	0,0065			0,000000	0,200	0,500	0,0028	0,0093
0,400	0,3500	2	0,66	0,0070			0,000000	0,250	0,500	0,0039	0,0109
0,405	0,3550	2	0,66	0,0071			0,000000	0,255	0,500	0,0040	0,0111
0,410	0,3600	2	0,66	0,0071			0,000000	0,260	0,500	0,0041	0,0112
0,415	0,3650	2	0,66	0,0072			0,000000	0,265	0,500	0,0042	0,0114
0,420	0,3700	2	0,66	0,0072			0,000000	0,270	0,500	0,0043	0,0116
0,425	0,3750	2	0,66	0,0073			0,000000	0,275	0,500	0,0045	0,0117
0,430	0,3800	2	0,66	0,0073			0,000000	0,280	0,500	0,0046	0,0119
0,435	0,3850	2	0,66	0,0073			0,000000	0,285	0,500	0,0047	0,0121
0,440	0,3900	2	0,66	0,0074			0,000000	0,290	0,500	0,0048	0,0122
0,445	0,3950	2	0,66	0,0074			0,000000	0,295	0,500	0,0050	0,0124
0,450	0,4000	2	0,66	0,0075			0,000000	0,300	0,500	0,0051	0,0126
0,455	0,4050	2	0,66	0,0075			0,000000	0,305	0,500	0,0052	0,0127
0,460	0,4100	2	0,66	0,0076			0,000000	0,310	0,500	0,0054	0,0129
0,465	0,4150	2	0,66	0,0076			0,000000	0,315	0,500	0,0055	0,0131
0,470	0,4200	2	0,66	0,0077			0,000000	0,320	0,500	0,0056	0,0133
0,475	0,4250	2	0,66	0,0077			0,000000	0,325	0,500	0,0057	0,0134
0,480	0,4300	2	0,66	0,0077			0,000000	0,330	0,500	0,0059	0,0136
0,485	0,4350	2	0,66	0,0078			0,000000	0,335	0,500	0,0060	0,0138
0,490	0,4400	2	0,66	0,0078			0,000000	0,340	0,500	0,0061	0,0140
0,495	0,4450	2	0,66	0,0079			0,000000	0,345	0,500	0,0063	0,0141
0,500	0,4500	2	0,66	0,0079			0,000000	0,350	0,500	0,0064	0,0143

Na Tabela 3.18 h_2 representa o nível de água no interior do reservatório; h_1 é a carga no orifício a partir de seu eixo; qt_{de} é a quantidade de orifícios adotados; D é o diâmetro dos orifícios; A é a seção dos orifícios; L é a largura do vertedor de emergência, para o caso, vertedor retangular de paredes espessas. Também na Tabela 3.19 foram ocultadas algumas linhas devido ao tamanho que a mesma possui.

Tabela 3.19 – Curva cota-volume armazenado-vazão.

altura – volume armazenado – vazão			
nível de água	soma das vazões	vol. Armaz. (S)	(2S / $\Delta t + Q$)
			Δt (s)
m	m ³ /s	m ³	m ³ /s
1	2	3	4
0,000	0,0000	0,000	0,0000
0,005	0,0000	0,213	0,0142
0,010	0,0001	0,427	0,0285
0,015	0,0002	0,640	0,0428
0,020	0,0003	0,853	0,0572
0,025	0,0004	1,067	0,0715
0,030	0,0006	1,280	0,0859
0,035	0,0008	1,493	0,1003
0,040	0,0010	1,707	0,1148
0,045	0,0012	1,920	0,1292
0,050	0,0015	2,133	0,1437
0,100	0,0031	4,267	0,2876
0,150	0,0041	6,400	0,4307
0,200	0,0051	8,534	0,5741
0,250	0,0064	10,667	0,7176
0,300	0,0078	12,801	0,8612
0,350	0,0093	14,934	1,0049
0,400	0,0109	17,068	1,1487
0,450	0,0126	19,201	1,2926
0,500	0,0143	21,334	1,4366

Com a área de fundo preliminar de 42,67 m² e os valores de cota-vazão da Tabela 3.18, foi obtida a curva cota-volume armazenado-vazão da Tabela 3.19, para um Δt igual a 90 s e o hidrograma de saída do reservatório, coluna 10 da Tabela 3.20.

Tabela 3.20 – Método *routing*.

ITEM	TEMPO	t1	t2	I1	I2	I1+I2	[2.S1/ Δt - Q1]	[2.S2/ Δt + Q2]	Q2	[2.S2/ Δt - Q2]
	min	h	h	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,5	0,000	0,0083	0	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	0,0000	0,00000
2	1,0	0,0083	0,0167	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	0,0000	0,00000
3	1,5	0,0167	0,0250	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	0,0000	0,00000
4	2,0	0,0250	0,0333	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	0,0000	0,00000
5	2,5	0,0333	0,0417	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	0,0000	0,00000
6	3,0	0,0417	0,0500	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	0,0000	0,00000
7	3,5	0,0500	0,0583	0,0000	0,0006	0,00060	0,00000	0,00060	0,0000	0,00060
8	4,0	0,0583	0,0667	0,0006	0,0082	0,00884	0,00060	0,00943	0,0000	0,00940
9	4,5	0,0667	0,0750	0,0082	0,0195	0,02769	0,00940	0,03710	0,0001	0,03683
10	5,0	0,0750	0,0833	0,0195	0,0230	0,04243	0,03683	0,07926	0,0005	0,07822
11	5,5	0,0833	0,0917	0,0230	0,0213	0,04426	0,07822	0,12249	0,0011	0,12024
12	6,0	0,0917	0,1000	0,0213	0,0192	0,04052	0,12024	0,16076	0,0019	0,15686
13	6,5	0,1000	0,1083	0,0192	0,0173	0,03652	0,15686	0,19339	0,0023	0,18875
14	7,0	0,1083	0,1167	0,0173	0,0155	0,03283	0,18875	0,22158	0,0026	0,21640
15	7,5	0,1167	0,1250	0,0155	0,0140	0,02949	0,21640	0,24589	0,0028	0,24029
16	8,0	0,1250	0,1333	0,0140	0,0125	0,02649	0,24029	0,26678	0,0030	0,26084
17	8,5	0,1333	0,1417	0,0125	0,0113	0,02380	0,26084	0,28464	0,0031	0,27843
18	9,0	0,1417	0,1500	0,0113	0,0101	0,02138	0,27843	0,29981	0,0032	0,29337
19	9,5	0,1500	0,1583	0,0101	0,0091	0,01921	0,29337	0,31258	0,0033	0,30596
20	10,0	0,1583	0,1667	0,0091	0,0082	0,01725	0,30596	0,32322	0,0034	0,31646
30	15,0	0,2417	0,2500	0,0031	0,0028	0,00591	0,34698	0,35289	0,0036	0,34573
31	15,5	0,2500	0,2583	0,0028	0,0025	0,00531	0,34573	0,35104	0,0036	0,34391
32	16,0	0,2583	0,2667	0,0025	0,0023	0,00477	0,34391	0,34867	0,0036	0,34157
33	16,5	0,2667	0,2750	0,0023	0,0020	0,00428	0,34157	0,34585	0,0035	0,33879
34	17,0	0,2750	0,2833	0,0020	0,0018	0,00385	0,33879	0,34263	0,0035	0,33561
35	17,5	0,2833	0,2917	0,0018	0,0016	0,00346	0,33561	0,33907	0,0035	0,33209
36	18,0	0,2917	0,3000	0,0016	0,0015	0,00310	0,33209	0,33520	0,0035	0,32827
37	18,5	0,3000	0,3083	0,0015	0,0013	0,00279	0,32827	0,33106	0,0034	0,32419
38	19,0	0,3083	0,3167	0,0013	0,0012	0,00251	0,32419	0,32670	0,0034	0,31989
39	19,5	0,3167	0,3250	0,0012	0,0011	0,00225	0,31989	0,32214	0,0034	0,31539
40	20,0	0,3250	0,3333	0,0011	0,0010	0,00202	0,31539	0,31741	0,0033	0,31073
50	25,0	0,4083	0,4167	0,0004	0,0003	0,00069	0,26495	0,26564	0,0030	0,25972
60	30,0	0,4917	0,5000	0,0001	0,0001	0,00024	0,21410	0,21434	0,0025	0,20930
70	35,0	0,5750	0,5833	0,0000	0,0000	0,00008	0,16934	0,16942	0,0021	0,16531
80	40,0	0,6583	0,6667	0,0000	0,0000	0,00003	0,13526	0,13529	0,0013	0,13261
90	45,0	0,7417	0,7500	0,0000	0,0000	0,00001	0,11234	0,11235	0,0010	0,11043
100	50,0	0,8250	0,8333	0,0000	0,0000	0,00000	0,09553	0,09553	0,0007	0,09409
101	50,5	0,8333	0,8417	0,0000	0,0000	0,00000	0,09409	0,09409	0,0007	0,09269
102	51,0	0,8417	0,8500	0,0000	0,0000	0,00000	0,09269	0,09270	0,0000	0,09270
103	51,5	0,8500	0,8583	0,0000	0,0000	0,00000	0,09270	0,09270	0,0000	0,09270
104	52,0	0,8583	0,8667	0,0000	0,0000	0,00000	0,09270	0,09270	0,0000	0,09270
105	52,5	0,8667	0,8750	0,0000	0,0000	0,00000	0,09270	0,09270	0,0000	0,09270
106	53,0	0,8750	0,8833	0,0000	0,0000	0,00000	0,09270	0,09270	0,0000	0,09270
107	53,5	0,8833	0,8917	0,0000	0,0000	0,00000	0,09270	0,09270	0,0000	0,09270
108	54,0	0,8917	0,9000	0,0000	0,0000	0,00000	0,09270	0,09271	0,0000	0,09271
109	54,5	0,9000	0,9083	0,0000	0,0000	0,00000	0,09271	0,09271	0,0000	0,09271
110	55,0	0,9083	0,9167	0,0000	0,0000	0,00000	0,09271	0,09271	0,0000	0,09271

As variáveis Q_1 e Q_2 da Tabela 3.20 são os valores das vazões do hidrograma calculado para o lote depois de sua ocupação, para os tempos, inicial t_1 e final t_2 , do intervalo de tempo considerado.

Inseridos os hidrogramas de saída do lote em condições naturais, urbanizado e urbanizado com reservatório em gráfico, suas curvas ficaram traçadas conforme a Figura 3.27.

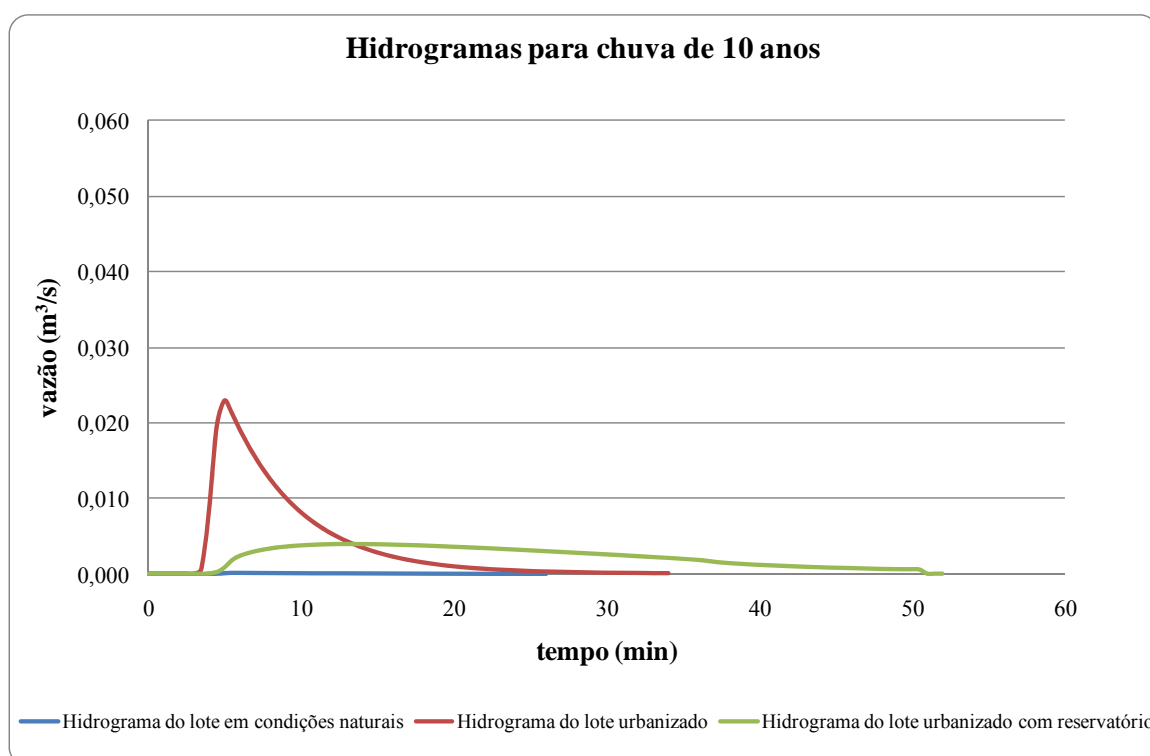


Figura 3.27 – Hidrogramas do lote natural, urbanizado e urbanizado com reservatório.

3.4.5.1 Análise dos resultados dos dados iniciais

Os resultados das três chuvas para os valores preliminares do reservatório, conforme Tabela 3.21, prova o funcionamento do reservatório em condições mínimas, porém, foi notada a necessidade de otimização do sistema, pois, o seu volume total não foi atingido, visto que o nível de água chegou a uma altura de 12,35 cm, para a chuva inicial de projeto, lembrando que a altura condicionada preliminarmente foi de 15 cm, resultando em um volume de amortecimento de $5,268 \text{ m}^3$, 17,7% menor que o volume total de $6,4 \text{ m}^3$.

As eficiências do reservatório em condições de dimensões preliminares para a chuva inicial de projeto e para as chuvas máximas de 100 e 200 anos, foram da ordem de 84,37%, 79,84% e 79,58%, respectivamente, em relação às vazões calculadas para estas chuvas em condição de pós-desenvolvimento, o que instiga, prematuramente, a possibilidade do reservatório ter grande eficiência em sua finalidade coletiva em uma bacia hidrográfica.

Os resultados do método *routing* preliminar, podem ser verificados na Tabela 3.21.

Tabela 3.21 – Dimensões após verificação de funcionamento.

Nº / DIÂMETRO DOS BOCAIS		
QTDE =	2	unidades
Ø =	0,05	m
LARGURA VERTEDOR =	0,02	m
DIMENSÕES RECALCULADAS		
h =	0,1500	m
Vs =	6,4003	m ³
Ar =	42,67	m ²
L =	6,53	m
CHUVA INICIAL DE PROJETO		
CHUVA 10/10 = CÁLCULO CORRETO		
Q =	0,003590	m ³ /s
h =	0,123452	m
Vreal =	5,267555	m ³
Ar =	42,67	m ²
L =	6,53	m
Qa =	0,00013	m ³ /s
Qd =	0,0230	m ³ /s
USO APENAS DOS ORIFÍCIOS		
CHUVA MÁXIMA DE PROJETO		
CHUVA 100/30 = CÁLCULO CORRETO		
Q =	0,0096	m ³ /s
h =	0,3578	m
Vreal =	15,2654	m ³
Qa =	0,0055	m ³ /s
Qd =	0,0474	m ³ /s
USO DOS ORIFÍCIOS E DO VERTEDOR		
CHUVA MÁXIMA DE PROJETO		
CHUVA 200/30 =		
Q =	0,0105	m ³ /s
h =	0,3891	m
Vreal =	16,6034	m ³
Qd =	0,0517	m ³ /s
USO DOS ORIFÍCIOS E DO VERTEDOR DE EMERGÊNCIA		

As variáveis desta tabela são: QTDE é a quantidade de orifícios; \emptyset é o diâmetro dos orifícios; h , V_s , A_r e L são as dimensões físicas adotadas para o reservatório, onde representam respectivamente, a altura interna da lâmina d'água, o volume de amortecimento, área de fundo e valor das dimensões laterais, adotando uma seção quadrada.

Já Q , h_{real} e V_{real} , são os valores da vazão dos orifícios, a altura que a lâmina de água atinge no reservatório e o volume de amortecimento real, respectivamente.

3.4.6 Otimização das dimensões do reservatório

O objetivo é o aperfeiçoamento das dimensões preliminares do reservatório domiciliar, alterando-se os volumes armazenados juntamente com a largura do vertedor até a estabilização das alturas e a diminuição das dimensões laterais do dispositivo, resultando em uma área de fundo menor, ocupando menor área disponível.

Assim, a altura de 12,35 cm atingida no cálculo das dimensões preliminares, para a chuva inicial de projeto, permite o redimensionamento dessa área de fundo do reservatório, impondo-lhe dimensões menores, o que acarreta a elevação do nível de água para os 15 cm pré-definidos.

Para isso, foi igualado o volume de amortecimento V_s das dimensões recalculadas, Tabela 3.21, com o volume real V_{real} da chuva inicial de projeto, até o momento que a altura h das dimensões recalculadas se igualasse à altura real h_{real} da chuva inicial.

O processo foi iniciado com a diminuição do volume de amortecimento de $6,4 \text{ m}^3$, onde foram apresentados rompimentos do reservatório para as chuvas de período de retorno de 100 e 200 anos e duração de 30 min, que foi corrigido com o aumento da largura do vertedor.

Desta forma foi transcrito o processo até a estabilização das alturas em 15 cm, resultando em um volume de $5,015 \text{ m}^3$ e largura de vertedor de 0,07 m, ver Tabela 3.22.

A dimensão lateral do reservatório obtida foi de 5,78 m, com área de fundo de 33,43 m² contendo 2 orifícios de fundo. No entanto, as eficiências do reservatório para estas condições caíram para 82,37%, 62,35% e 60,94%, para as chuvas inicial e máximas, respectivamente.

Tabela 3.22 – Dimensões após verificação de funcionamento.

Nº / DIÂMETRO DOS BOCAIS		
QTDE =	2	unidades
Ø =	0,05	m
LARGURA VERTEDOR =	0,07	m
DIMENSÕES RECALCULADAS		
h =	0,1500	m
Vs =	5,0150	m ³
Ar =	33,43	m ²
L =	5,78	m
CHUVA INICIAL DE PROJETO		
CHUVA 10/10 = CÁLCULO CORRETO		
Q =	0,004050	m ³ /s
h =	0,149982	m
Vreal =	5,014396	m ³
Ar =	33,43	m ²
L =	5,78	m
Qa =	0,00013	m ³ /s
Qd =	0,0230	m ³ /s
USO APENAS DOS ORIFÍCIOS		
CHUVA MÁXIMA DE PROJETO		
CHUVA 100/30 = CÁLCULO CORRETO		
Q =	0,0178	m ³ /s
h =	0,3689	m
Vreal =	12,3349	m ³
Qa =	0,0055	m ³ /s
Qd =	0,0474	m ³ /s
USO DOS ORIFÍCIOS E DO VERTEDOR		
CHUVA MÁXIMA DE PROJETO		
CHUVA 200/30 =		
Q =	0,0202	m ³ /s
h =	0,3954	m
Vreal =	13,2205	m ³
Qd =	0,0517	m ³ /s
USO DOS ORIFÍCIOS E DO VERTEDOR DE EMERGÊNCIA		

3.4.7 Hidrogramas finais do reservatório

Portanto, a configuração final para o reservatório de detenção domiciliar, após otimização do sistema, ficou definida conforme a Tabela 3.22.

Os hidrogramas de saída do lote ocupado para chuva inicial, T_r igual a 10 anos e duração de 10 min, e para as chuvas máximas de projeto, T_r igual a 100 e 200 anos e duração de 30 min, para as dimensões finais da Tabela 3.22, ficaram definidos conforme Figura 3.28, Figura 3.29 e Figura 3.30.

A Figura 3.28 apresenta os hidrogramas de saída do reservatório para a chuva inicial de projeto.

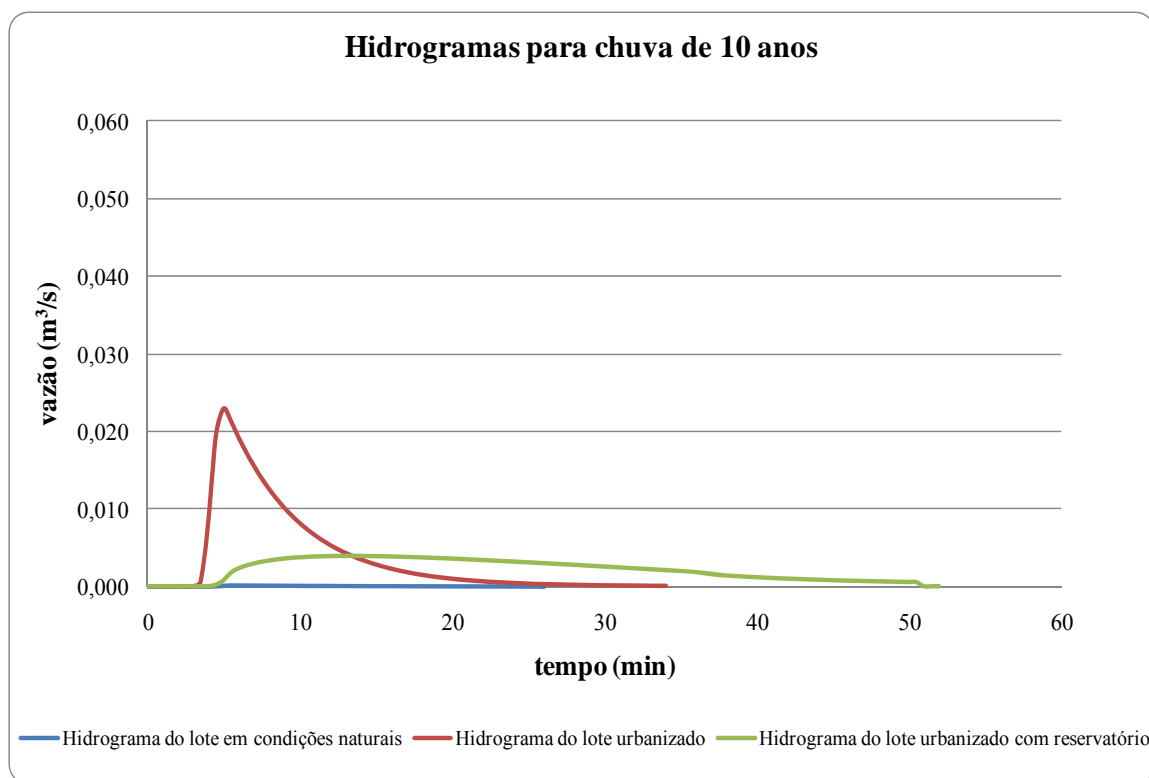


Figura 3.28 – Hidrogramas da chuva inicial de 10 anos.

A Figura 3.29 é o hidrograma de saída do reservatório para a chuva máxima de 100 anos.

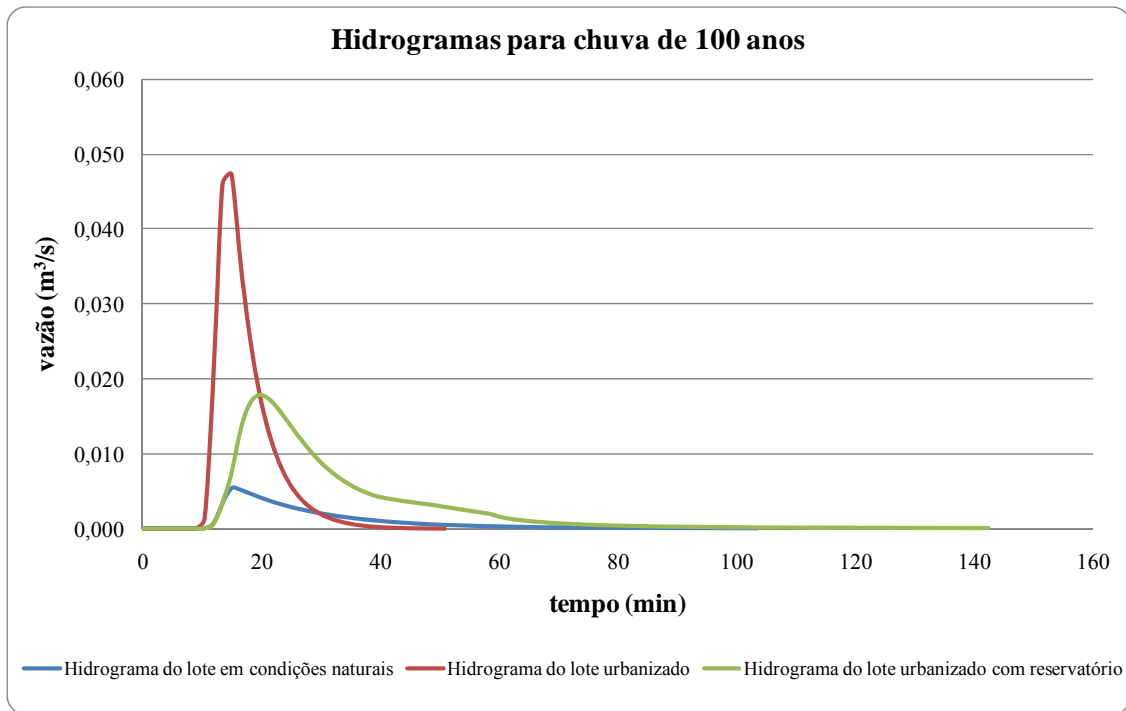


Figura 3.29 – Hidrogramas da chuva de 100 anos.

A Figura 3.30 é o hidrograma de saída do reservatório para a chuva máxima de 200 anos.

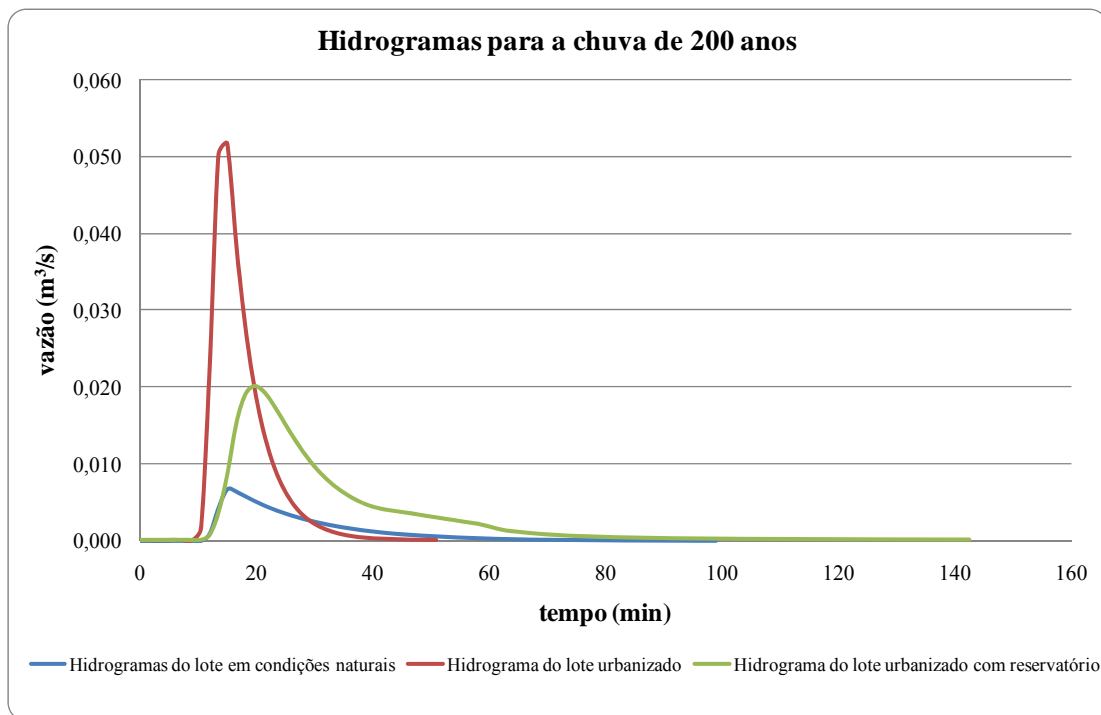


Figura 3.30 – Hidrogramas da chuva de 200 anos.

3.4.8 Configurações finais do reservatório

Foi dimensionada a borda livre do reservatório como se fosse a borda livre de um canal, apenas para se ter um valor entre a distância do nível de água máximo atingido, ao nível inferior da laje de cobertura.

Foi adotada a regra de São Paulo (TOMAZ, 2002), na qual diz que a borda livre se encontra a 25% da profundidade, resultando no valor de 10 cm, devido à adoção do valor máximo da altura do reservatório em 40 cm para o rompimento do reservatório, que gerou as configurações da Tabela 3.22. Assim, foi adotado o valor de 10 cm.

A configuração final do reservatório de retenção domiciliar sem retenção da chuva de período de retorno de 100 anos pode ser verificada na Figura 3.31.

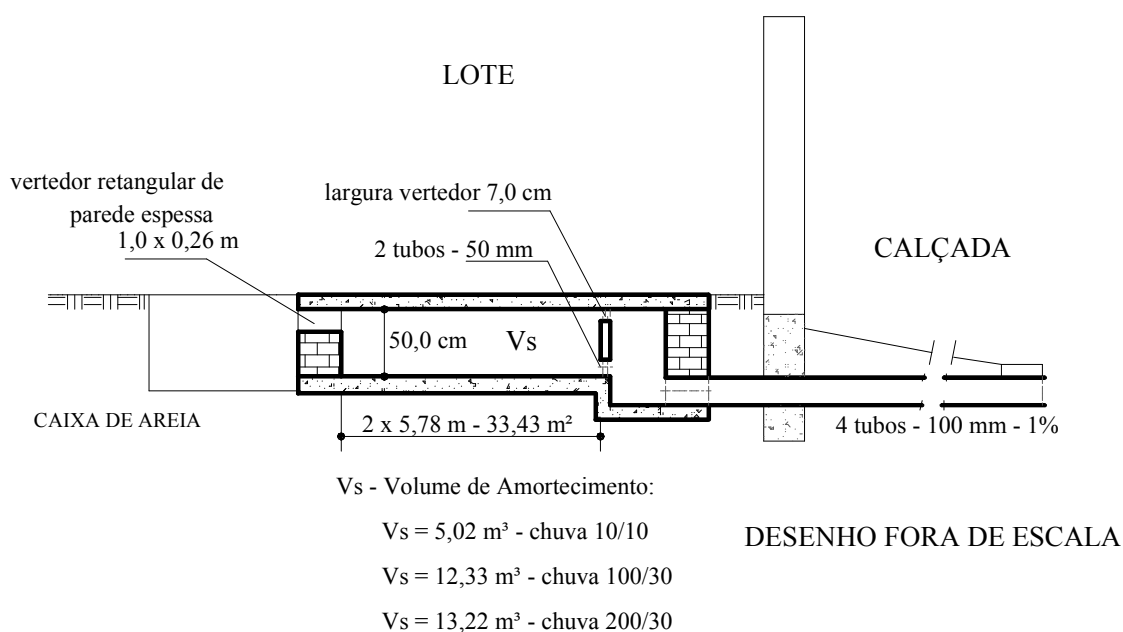


Figura 3.31 – Configuração final do reservatório de retenção domiciliar.

Os tubos de saída foram dimensionados conforme a NBR10844/1989, que propõe para o cálculo da vazão de projeto dos condutores de águas pluviais a chuva com período de retorno de 25 anos com duração de 5 min, onde se utilizou tubos em PVC com coeficiente de rugosidade de 0,011.

3.4.9 Reestruturação do reservatório

A reestruturação do reservatório dimensionado foi elaborada a partir da observação da grande dimensão da área de fundo exigida para a construção deste dispositivo, que torna sua implementação em um lote urbano, possivelmente dificultosa pela variedade de edificações e onerosa pelo seu grande porte.

A reestruturação partiu da ideia da não inserção de uma parcela da água pluvial escoada pelo lote até uma vazão limite estipulada de saída do lote, que promoveria um volume de amortecimento menor no reservatório, como pode ser verificado na Figura 3.32, logo, uma área de fundo e uma dimensão lateral menores. Porém, este fato ocasionaria um acréscimo na vazão de pico do hidrograma de saída em relação ao reservatório dimensionado, sendo então, necessária a verificação da atenuação de vazão do novo dispositivo.

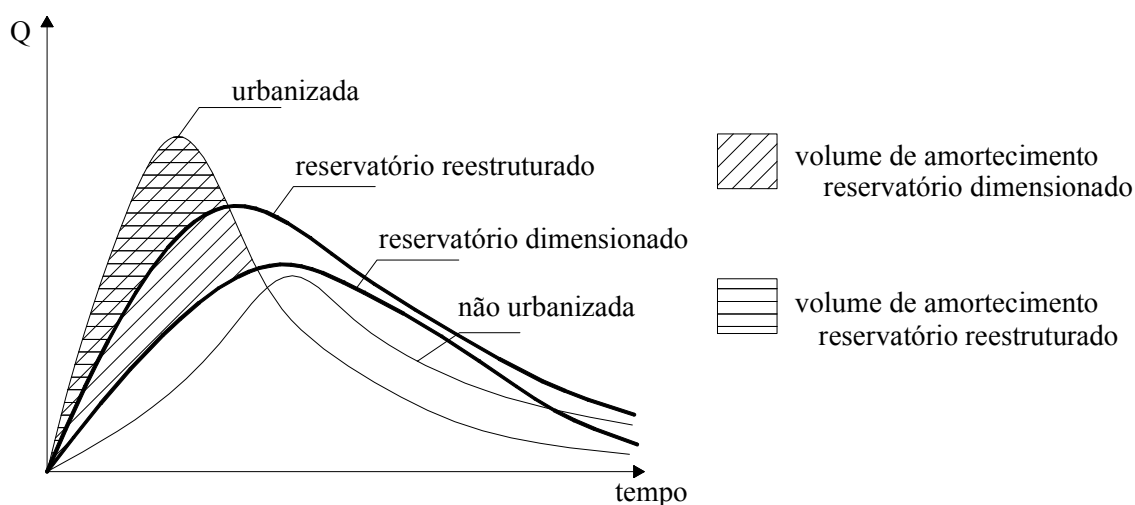


Figura 3.32 – Gráfico representativo do volume de amortecimento.

Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995, p. 28), modificado.

Para se estabelecer esta vazão limite de saída do lote, onde o volume seria escoado para fora do lote sem ser amortecido pelo dispositivo, foi determinada a vazão de funcionamento do reservatório (Q_{func}) por meio de tentativas, a partir da configuração original do reservatório dimensionado, até que as dimensões desejadas fossem atingidas, onde, em conjunto, foram analisadas as eficiências do reservatório quanto às chuvas

escolhidas, finalizando provavelmente a melhor configuração para o reservatório reestruturado. A Tabela 3.23 traz estas dimensões para o reservatório reestruturado.

Tabela 3.23 – Dimensões após reestruturação do reservatório.

Nº / DIÂMETRO DOS BOCAIS		
funcionamento a partir de $Q_{func} =$	0,0166	m^3/s
$QTDE =$	2	unidades
$\emptyset =$	0,05	m
LARGURA VERTEDOR =	0,00	m
DIMENSÕES RECALCULADAS		
$h =$	0,3000	m
$V_s =$	3,2500	m^3
$A_r =$	10,83	m^2
$L =$	3,29	m
CHUVA INICIAL DE PROJETO		
CHUVA 5/10 = CÁLCULO CORRETO		
$Q =$	0,000154	m^3/s
$h =$	0,014110	m
$V_{real} =$	0,152854	m^3
$A_r =$	10,83	m^2
$L =$	3,29	m
$Q_a =$	0,00003	m^3/s
$Q_d =$	0,0199	m^3/s
USO APENAS DOS ORIFÍCIOS		
CHUVA MÁXIMA DE PROJETO		
CHUVA 100/30 = CÁLCULO CORRETO		
$Q =$	0,0083	m^3/s
$h =$	0,5473	m
$V_{real} =$	5,9292	m^3
$Q_a =$	0,0055	m^3/s
$Q_d =$	0,0474	m^3/s
USO APENAS DOS ORIFÍCIOS		
CHUVA MÁXIMA DE PROJETO		
CHUVA 200/30 =		
$Q =$	#REF!	m^3/s
$h =$	#REF!	m
$V_{real} =$	#REF!	m^3
$Q_d =$	0,0517	m^3/s
#REF!		#REF!

A nova configuração do reservatório de detenção domiciliar, ver Tabela 3.23, mostrou-se ser mais eficiente que o reservatório dimensionado, devido à menor parcela de água amortecida, com valores de eficiência de 99,23% e 82,5% para os períodos de retorno de 05 e 100 anos. Vale notar que para o período de 200 anos o dispositivo não funciona, e ainda, a sua dimensão lateral ficou 43% menor em relação ao reservatório original.

Esta configuração proporcionou um reservatório pequeno e com eficiência satisfatória para as grandes chuvas, como pode ser verificado na Tabela 3.24, onde o seu desenvolvimento exigiu a retirada do vertedor, como um dos dispositivos de saída, até um determinado período de retorno, no caso o de 100 anos, ocasionando a diminuição da vazão de saída. Este procedimento só é possível devido à inserção parcial, no reservatório, da água precipitada no lote, cujo princípio é a armazenagem de um volume menor, evitando a acumulação de volumes e escoamento de vazões insignificantes, deixando espaço para a água excedente necessariamente importante.

Tabela 3.24 – Eficiências do reservatório com volume de 3,25 m³.

chuvas PARCIAIS	eficiência Reservatório	eficiência Reservatório + Lote
1	2	3
Tr 2 - 3,25 m ³ - 30 min	90,7%	14,9%
Tr 5 - 3,25 m ³ - 30 min	85,4%	27,4%
Tr 10 - 3,25 m ³ - 30 min	84,4%	34,3%
Tr 15 - 3,25 m ³ - 30 min	83,8%	37,3%
Tr 20 - 3,25 m ³ - 30 min	83,5%	39,2%
Tr 25 - 3,25 m ³ - 30 min	83,2%	40,6%
Tr 50 - 3,25 m ³ - 30 min	82,7%	44,3%
Tr 100 - 3,25 m ³ - 30 min	82,5%	47,5%

As eficiências tendem a aumentar com o crescimento dos períodos de retorno, pois, conforme se aumenta o período de recorrência, maior se torna a altura pluviométrica considerada, sobrando mais água escoada advinda do lote na caixa servidora, que é

encaminhada imediatamente ao reservatório, isto se deve à fixação da vazão para a sarjeta, na caixa servidora (0,0166 m³/s, para o caso). Assim, quanto maior a chuva, maior é a diferença entre vazão do lote e o valor fixado, ou seja, maior é o volume a ser amortecido.

Como a vazão que sai do reservatório é menor do que a que entra nele, a soma da vazão fixada na caixa servidora com a vazão amortecida do reservatório, faz com que a eficiência seja maior em comparação à vazão gerada no lote sem a utilização do reservatório, conforme o aumento do período de recorrência, possivelmente sendo maior também quando da simulação hidrológica.

Para que a vazão de funcionamento ficasse limitada à vazão de 0,0166 m³/s, foi construída uma caixa auxiliar ao lado do reservatório, denominada caixa servidora ligada diretamente à sarjeta por tubos abastecidos por orifícios, onde a vazão que escoa pela parede A, perpendicular à parede B, não tem amortecimento do sistema, contrário do escoamento que alimenta pelo vertedor o reservatório pela parede B, quando a vazão ultrapassa a vazão de funcionamento, já dito, ver Figura 3.33.

A configuração da caixa servidora pode ser verificada conforme a Figura 3.33.

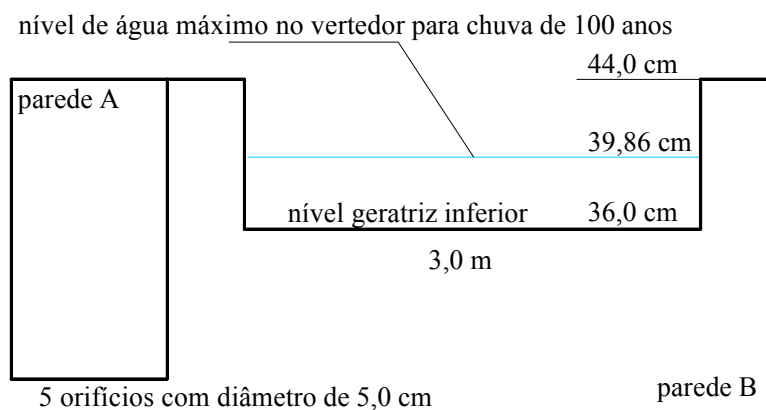


Figura 3.33 – Corte da caixa servidora.

A caixa servidora tem função de manter um valor fixo de vazão para a rua, sendo ligada ao reservatório por um vertedor de entrada, que serve o reservatório com a vazão excedente

ao valor fixo. Somente nessas circunstâncias o reservatório começaria a funcionar. Este valor fixo de vazão foi obtido também, comparando-se a vazão de saída do lote mais a vazão de saída do reservatório, com um valor de vazão já testado anteriormente em outras simulações e que não provocasse problema a jusante. Deste modo, ficou definido o valor em $0,0166 \text{ m}^3/\text{s}$.

A caixa servidora da Figura 3.33 foi dimensionada e verificada pelo processo *routing* para os períodos de retorno de 05 e 100 anos, respectivamente, limitando a altura da geratriz inferior do vertedor em 36,0 cm, limitando assim a vazão de funcionamento em torno de $0,0166 \text{ m}^3/\text{s}$ pelos orifícios conforme hidrograma da Figura 3.34, com largura do vertedor de 3,0 m e área de fundo de $1,92 \text{ m}^2$.

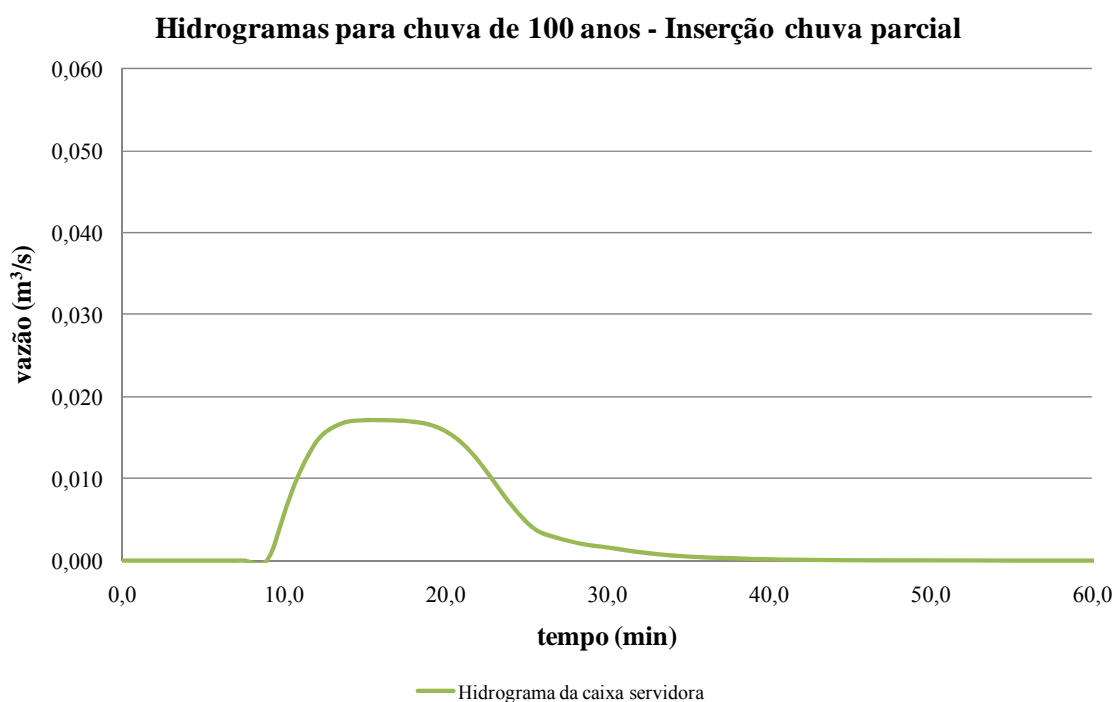


Figura 3.34 – Hidrograma da caixa servidora para a chuva de 100 anos.

O esquema da Figura 3.35 mostra que a caixa servidora localizada ao lado do reservatório, deve ter acesso direto à sarjeta por meio de orifícios por onde escoa a água pluvial não amortecida em A e acesso em B por um vertedor para abastecer o reservatório de detenção para a inserção da água pluvial a ser amortecida.

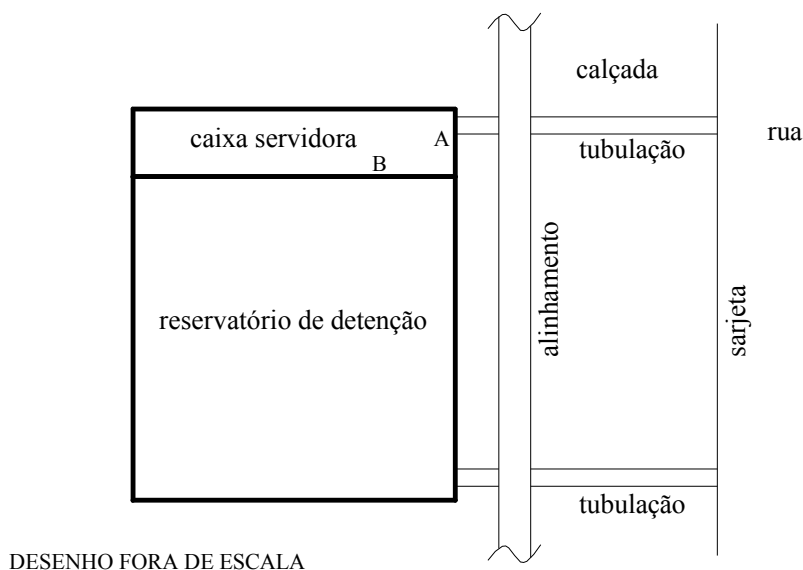


Figura 3.35 – Esquema de funcionamento do reservatório reestruturado.

Desta forma, a configuração final para o reservatório de detenção domiciliar reestruturado a partir do original conforme Figura 3.31, pode ser verificada na Figura 3.36.

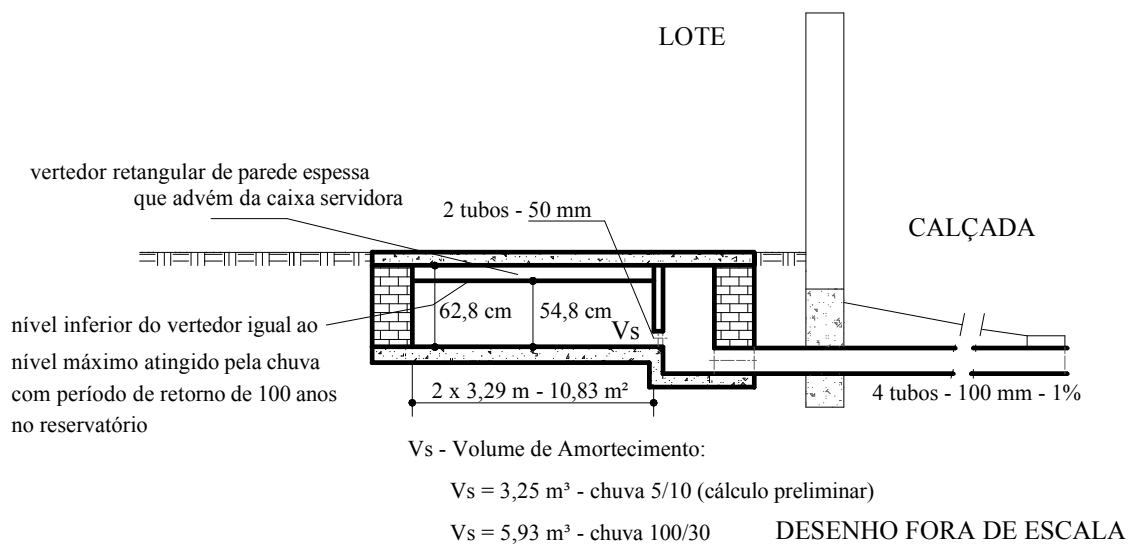


Figura 3.36 – Configuração final do reservatório de detenção domiciliar reestruturado.

Vale observar que a altura interna de 62,8 cm do reservatório em análise, ver Figura 3.36, pode ser alterada para um limite menor, pois possui uma folga de 10% calculada sobre o nível total que a água chega ao vertedor, possibilitando maior versatilidade à implantação do reservatório nos lotes urbanos.

E ainda, que o nível inferior da geratriz do vertedor da caixa servidora deve ser o mesmo para o nível máximo atingido dentro do reservatório de detenção para a chuva de 100 anos, para que não ocorra refluxo.

A Figura 3.37 apresenta os hidrogramas de saída do reservatório para a chuva inicial de projeto.

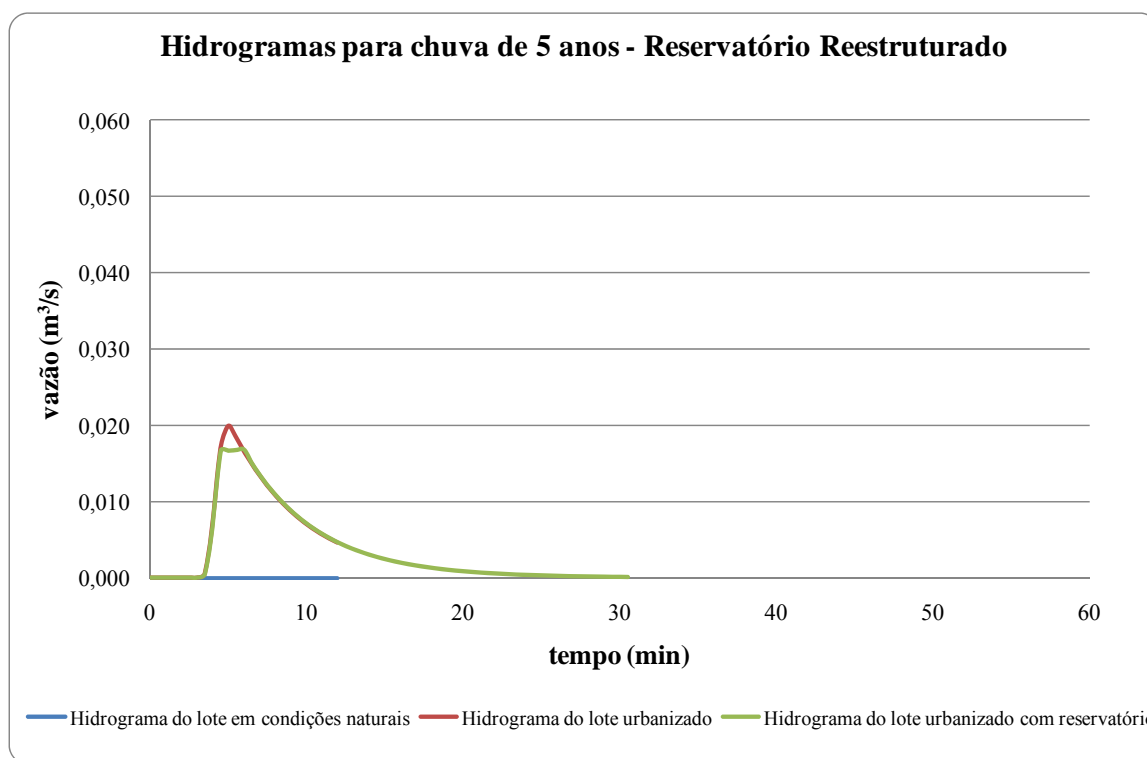


Figura 3.37 – Hidrograma do reservatório reestruturado para a chuva de 5 anos.

A Figura 3.38 apresenta os hidrogramas de saída do reservatório para a chuva máxima de projeto para $Tr = 100$ anos.

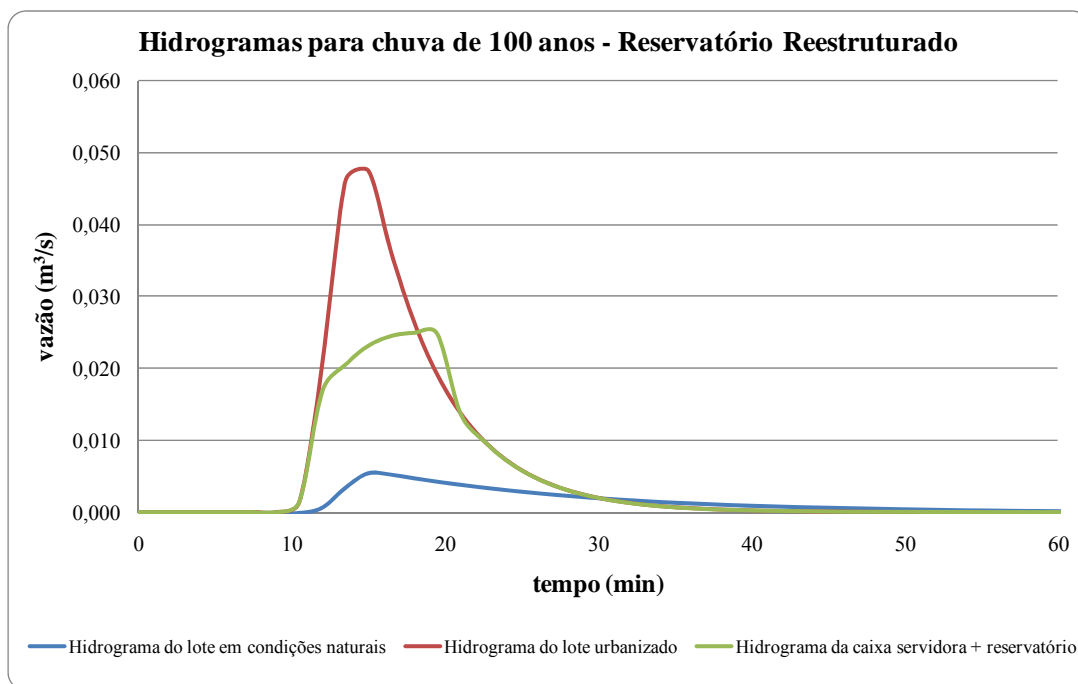


Figura 3.38 – Hidrograma do reservatório reestruturado para a chuva de 100 anos.

A Figura 3.39 mostra o não funcionamento do reservatório com o traçado irregular do hidrograma de saída para a chuva máxima de projeto para $Tr = 200$ anos.

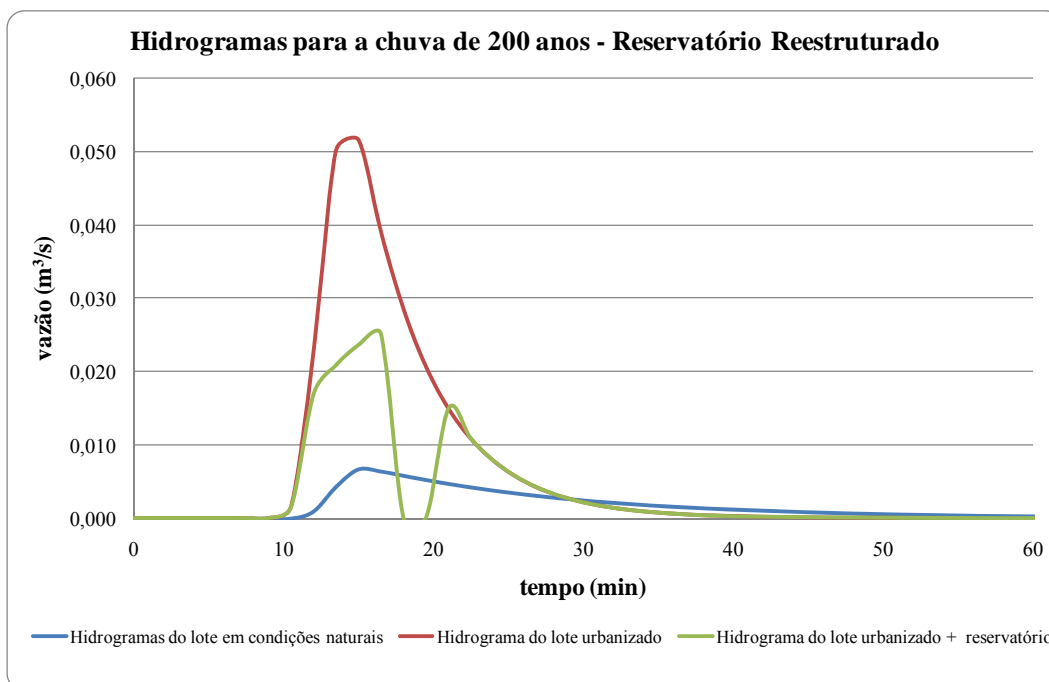


Figura 3.39 – Hidrograma do reservatório reestruturado para a chuva de 200 anos.

3.4.10 Outra reestruturação do reservatório

Também foi realizada a análise de um reservatório com capacidade volumétrica de armazenamento menor, por meio da verificação do maior período de retorno encontrado no conjunto das precipitações máximas diárias anuais da Estação Climatológica do Instituto de Geografia da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), com período de 1996 a 2010, conforme cálculo apresentado por Righetto (1998) e DAEE/CETESB (1980), segundo a Tabela 3.25, onde o maior valor encontrado foi de 16 anos.

Tabela 3.25 – Cálculo do maior período de retorno das precipitações diárias máximas.

<i>ordem</i>	<i>Precipitação diária máxima anual (mm)</i>	<i>p</i>	<i>T (anos)</i>
1	147,0	0,06	16,0
2	115,6	0,13	8,0
3	114,6	0,19	5,3
4	100,7	0,25	4,0
5	99,4	0,31	3,2
6	98,2	0,38	2,7
7	92,6	0,44	2,3
8	83,9	0,50	2,0
9	81,0	0,56	1,8
10	71,8	0,63	1,6
11	68,1	0,69	1,5
12	63,2	0,75	1,3
13	54,8	0,81	1,2
14	51,3	0,88	1,1
15	48,0	0,94	1,1

Portanto, foi calculado um novo reservatório para o período de retorno de 5 anos e duração de 10 minutos, com verificação para a chuva de período de retorno de 20 anos e duração de 30 minutos resultando nas seguintes dimensões: volume de amortecimento de 1,50 m³; 02 orifícios de saída de 5,0 cm; área de fundo interna com 4,69 m²; comprimento interno de 2,17 m; para a chuva de 05 anos a lâmina de água chegou a somente 1,30 cm, enquanto

que para a chuva de 20 anos chegou a 53,78 cm, lembrando que até esta chuva o vertedor não foi empregado. A Tabela 3.26 mostra a configuração deste dispositivo de amortecimento.

Tabela 3.26 – Dimensões para o reservatório com volume de 1,50 m³

Nº / DIÂMETRO DOS BOCAIS		
funcionamento a partir de Q =	0,018	m ³ /s
QTDE =	2	unidades
Ø =	0,05	m
LARGURA VERTEDOR =	0	m
DIMENSÕES RECALCULADAS		
h =	0,32	m
Vs =	1,50	m ³
Ar =	4,69	m ²
L =	2,17	m
CHUVA INICIAL DE PROJ		
CHUVA 5/10 CÁLCULO CORRETO		
Q =	0,0001	m ³ /s
h _{real} =	0,013	m
V _{real} =	0,06	m ³
Ar =	4,69	m ²
L =	2,17	m
Qa =	0,00003	m ³ /s
Qd =	0,0199	m ³ /s
USO APENAS DOS ORIFÍCIOS		
CHUVA MÁXIMA DE PRO		
CHUVA 20/30 CÁLCULO CORRETO		
Q =	0,0082	m ³ /s
h _{real} =	0,5378	m
V _{real} =	2,52	m ³
Qa =	0,0031	m ³ /s
Qd =	0,0375	m ³ /s
USO DOS ORIFÍCIOS E DO VERTEDOR		
CHUVA MÁXIMA DE PRO #REF!		
CHUVA 200/30		
Q =	#REF!	m ³ /s
h _{real} =	#REF!	m
V _{real} =	#REF!	m ³
Qd =	0,0517	m ³ /s
USO DOS ORIFÍCIOS E DO VERTEDOR DE EMERGÊNCIA		

A nova configuração do reservatório de detenção domiciliar mostrou-se ter eficiência similar à eficiência do reservatório reestruturado, com valores de eficiência de 99,32% e 78,07% para os períodos de retorno de 05 e 20 anos. Vale notar que também para o período acima de 20 anos o dispositivo não funciona, e ainda, a sua dimensão lateral ficou 62,5% menor em relação ao reservatório original e 34,0% menor em relação ao reservatório reestruturado.

A caixa servidora foi dimensionada e verificada pelo processo *routing* para os períodos de retorno de 05 e 20 anos, respectivamente, limitando a altura da geratriz inferior do vertedor em 42,0 cm, limitando assim a vazão de funcionamento em torno de 0,0180 m³/s pelos orifícios conforme hidrograma da Figura 3.40, com largura do vertedor de 0,36 m e área de fundo de 0,92 m².

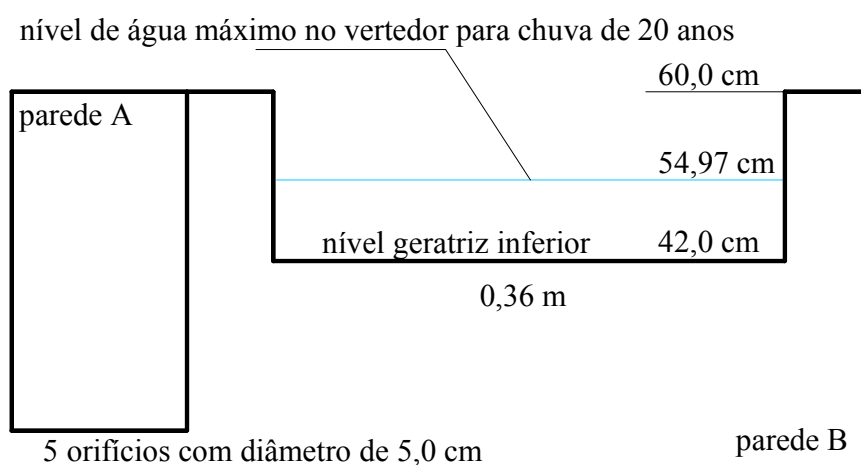


Figura 3.40 – Corte da caixa servidora.

Vale lembrar que a altura interna de 62,0 cm do reservatório em análise, ver Figura 3.41, pode ser alterada para um limite menor, pois possui uma folga de 10% calculada sobre o nível total que a água chega ao vertedor, e ainda, que o nível inferior da geratriz do vertedor da caixa servidora deve ser o mesmo para o nível máximo atingido dentro do reservatório de detenção para a chuva de 20 anos, para que não ocorra refluxo.

A Figura 3.41 mostra a configuração final do reservatório de detenção com volume de 1,50 m³.

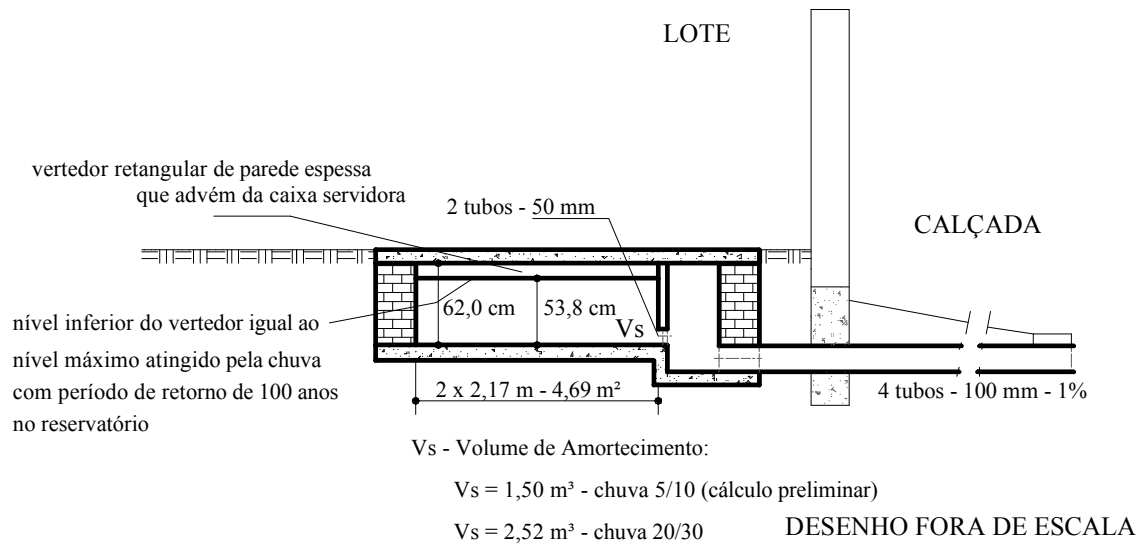


Figura 3.41 – Configuração final do segundo reservatório de detenção reestruturado.

A Figura 3.42 apresenta os hidrogramas de saída do reservatório para a chuva máxima de projeto para $Tr = 20$ anos.

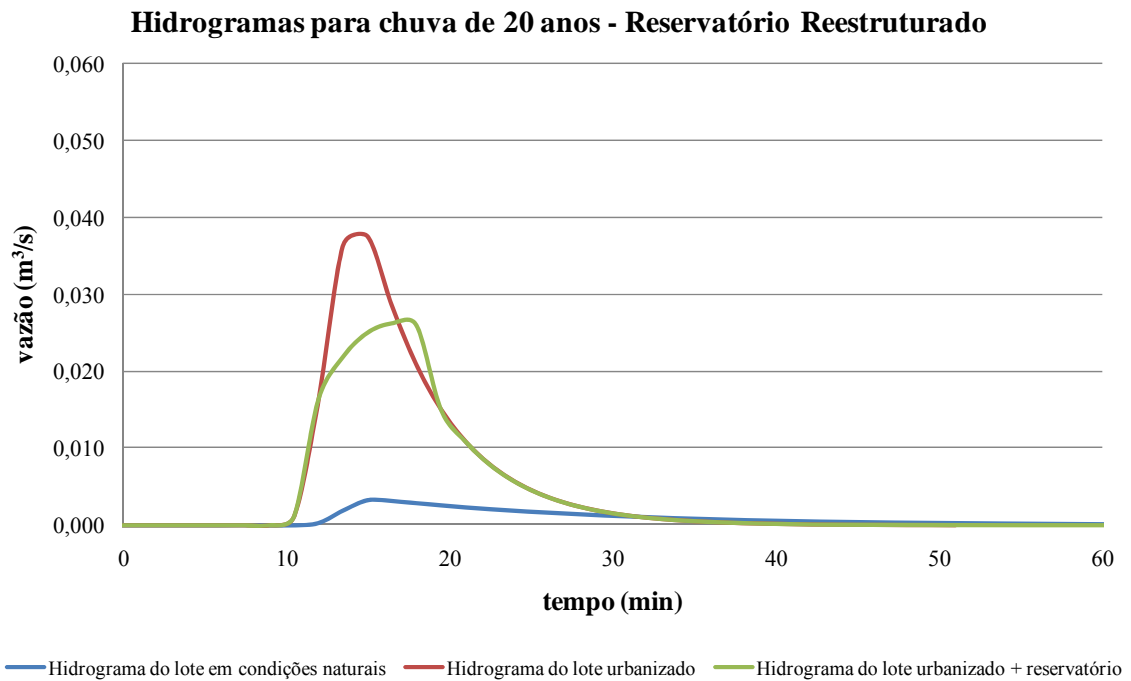


Figura 3.42 – Hidrograma do reservatório reestruturado para a chuva de 20 anos.

3.5 Bacia hidrográfica do Córrego da Lagoinha

A bacia do Córrego da Lagoinha foi caracterizada física e geomorfologicamente, sendo considerada uma bacia rural, com grande porcentagem de área não urbanizada, porém, com algum tipo de intervenção humana, e cujo setor urbanizado existente, como visto, carece de infraestrutura de meio-fio e de pavimentação em vias carroçáveis e de passeios, com algumas exceções.

Desta forma, para torná-la uma bacia urbanizada com infraestrutura definida, sua área foi sub-dividida didaticamente em 4 setores básicos de ocupação, conforme Figura 3.43: setor 1, foi realizada a previsão de urbanização futura de residências, setores de serviços, e equipamentos urbanos comunitários obrigatórios; setor 2, foi realizada a previsão de urbanização futura de condomínios; setor 3, foi realizada a retificação dos traçados de quadras, lotes, ruas e calçadas; setor 4, áreas de preservação parcial ou permanente.

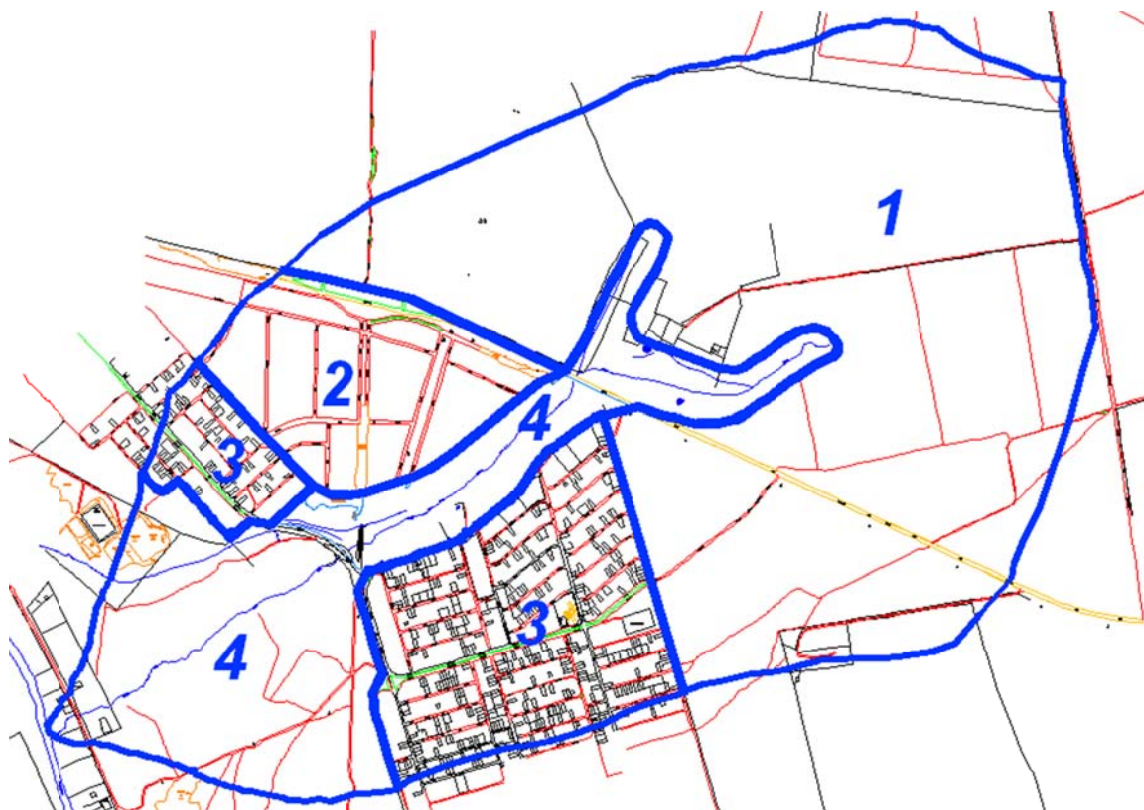


Figura 3.43 – Mapa atual do bairro Shopping Park.

Fonte: Prefeitura Municipal de Uberlândia (2006), modificado.

3.5.1 Legislações utilizadas

Para as execuções da previsão de urbanização futura de residências, setores de serviços e equipamentos urbanos comunitários obrigatórios; da previsão de urbanização futura de condomínios e da retificação da urbanização existente, foram empregados os artigos, incisos e alíneas das seguintes leis:

1. Lei Complementar nº 245 de 30 de novembro de 2000, que dispõe sobre o parcelamento e zoneamento do uso e ocupação do solo do Município de Uberlândia;
2. Lei Complementar nº 374, que estabelece o sistema viário básico do Município de Uberlândia.

3.5.2 Previsão da urbanização futura

A urbanização do setor 1, conforme Figura 3.43, foi executada inicialmente respeitando os artigos 1º e 3º da Lei Complementar nº 374, que tratam da compatibilização e da garantia da continuidade do traçado do Sistema Viário Básico da Cidade, baseado no mapa de classificação das vias do Município.

O mapa em meio digital da Figura 3.44, fornecido pela Prefeitura Municipal, representa o anteprojeto das vias do bairro Shopping Park.

Algumas mudanças neste anteprojeto de sistema viário foram necessárias, pois foi observado que os traçados de algumas vias não poderiam ser executados, uma vez que cruzavam propriedades privadas, ou áreas de preservação permanente, e segundo informação da Prefeitura Municipal, por se tratar de um anteprojeto, o mesmo pode estar sujeito a mudanças.

Como exemplos deste fato, podem ser verificados na Figura 3.44, as mudanças necessárias ocorridas em A, B, C, D, E, F, G, H, I e J:

Em A, ver Figura 3.44, a via coletora a ser construída, corta a nascente principal do curso de água na Área de Preservação Permanente, do qual foi retirada, finalizando-a no encontro com a artéria de ligação em B.

Já a via coletora que passaria em C, conforme Figura 3.44, foi redirecionada para o ponto D, pois a mesma inicialmente cortaria uma universidade particular.

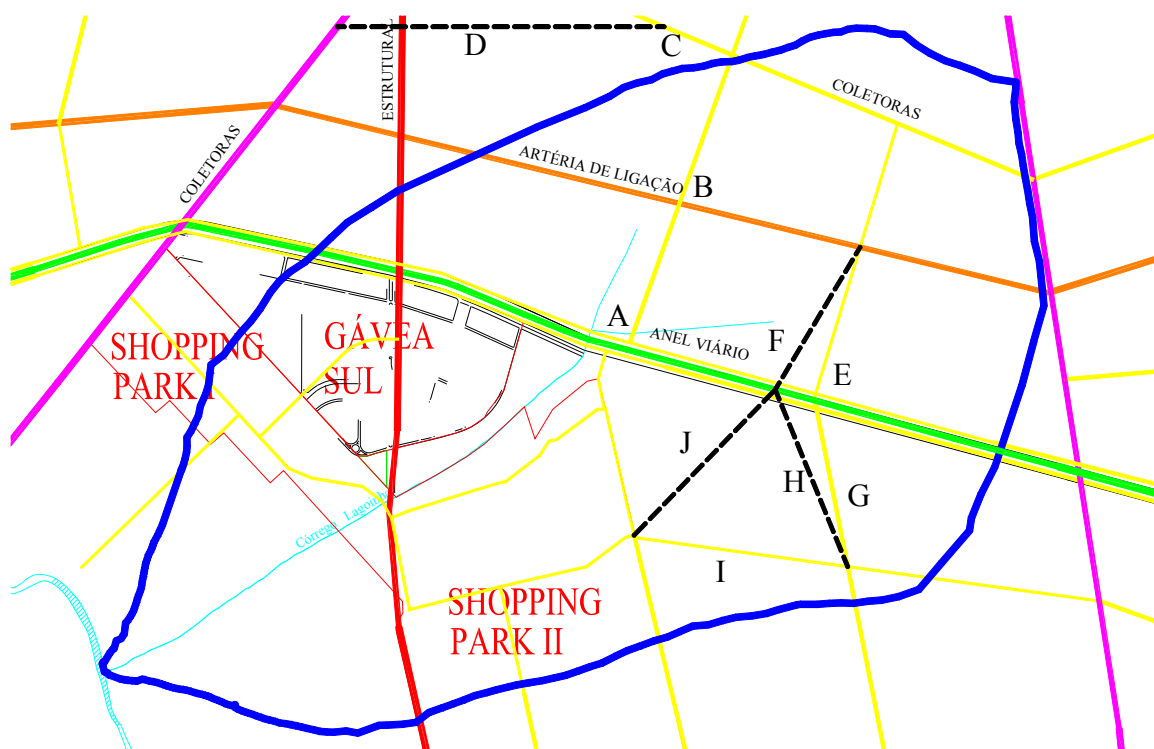


Figura 3.44 – Mapa de classificação das vias.

Fonte: Prefeitura Municipal de Uberlândia (2003), modificado.

Para os casos E, G e I, ver Figura 3.44, que foram alterados para F, H e J, respectivamente, foram remanejados de forma que permitissem a integração ao sistema de vias já existente.

No caso de J, ver Figura 3.44, foi traçada como continuidade da Avenida Boulanger Fonseca, que no final desta, ocorre um entroncamento entre a via coletora vindo de F e H. A via que prosseguia em I, foi retirada e seu fluxo foi redirecionado para o anel viário.

Após a definição das vias, o próximo passo para a previsão de urbanização futura, foi executada respeitando o artigo 13º da Lei Complementar nº 245, onde procurou-se manter as características das quadras já existentes, da largura de calçadas e vias locais.

Portanto, a urbanização prevista no restante da bacia, está ilustrada na Figura 3.45.

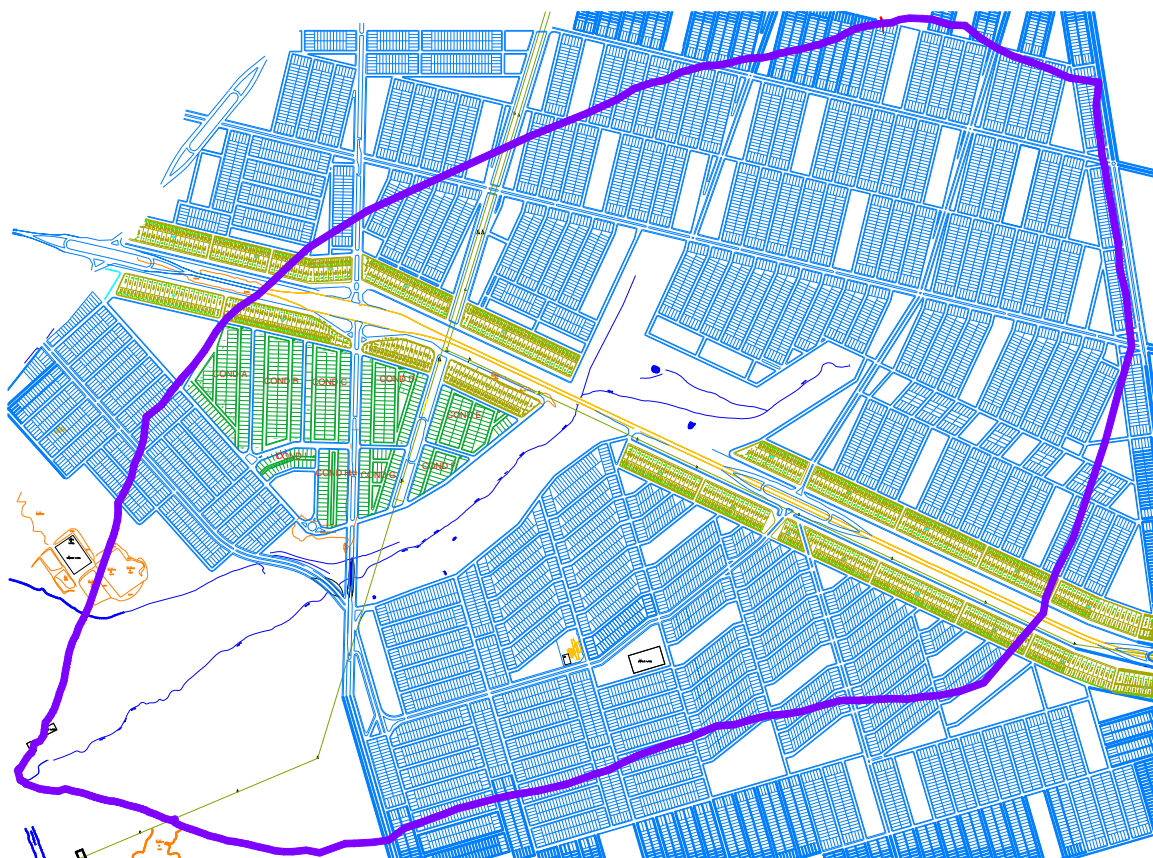


Figura 3.45 – Esboço final da urbanização futura.

3.5.3 Previsão de urbanização futura dos condomínios

No traçado interno das quadras do condomínio Gávea Sul, Figura 3.45, foram respeitadas as diretrizes da Lei Complementar nº 245 sobre loteamento fechado, mais especificamente no Capítulo III, Seção II, Subseção III “Do Loteamento Fechado Habitacional”, além de respeitadas os alinhamentos segundo projeto urbanístico de loteamento do bairro Gávea Sul nº 0390/99.

3.5.4 Retificação da urbanização existente

Para a urbanização existente no bairro Shopping Park, foi realizado o que foi chamado de retificação da urbanização, pois, o mesmo se encontra atualmente sem infraestrutura de pavimentação de calçadas e ruas, e meio-fio, Figura 3.46, o que é representado no mapa digital por linhas sem padrão retilíneo e acabamento, Figura 3.47, havendo somente infraestrutura nas ruas que há tráfego do transporte coletivo.

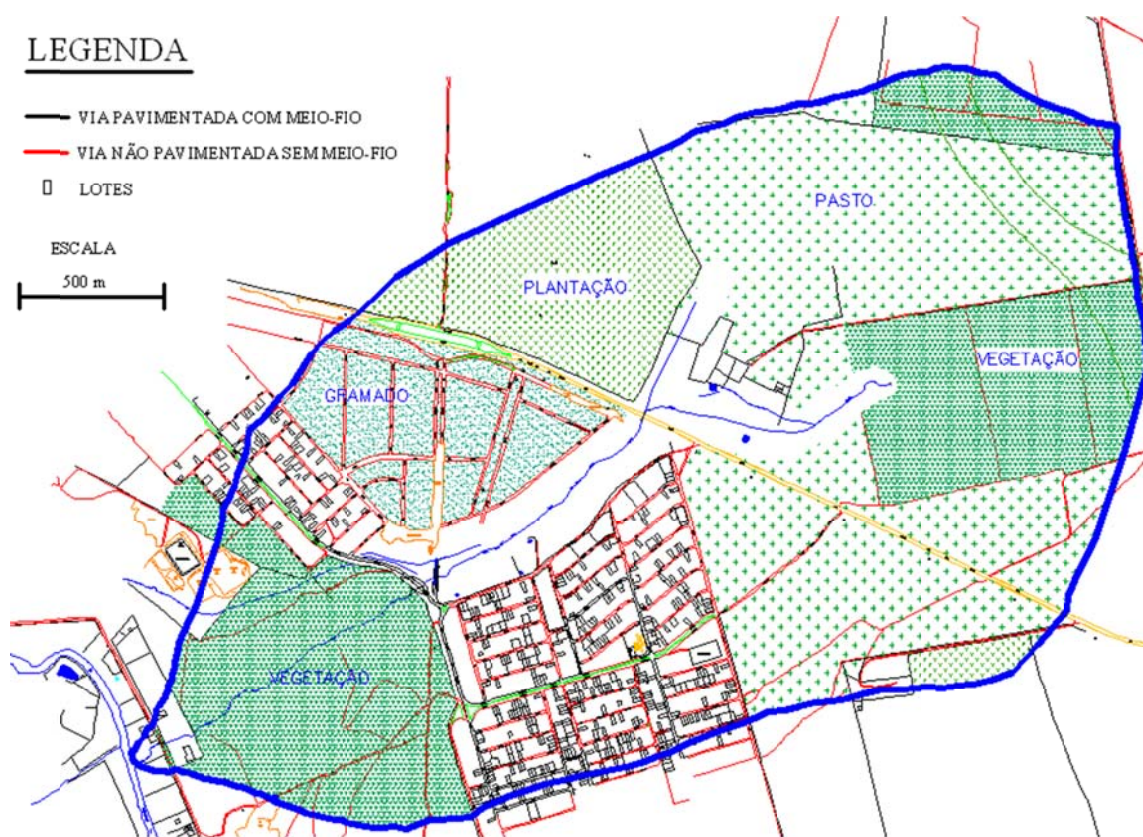


Figura 3.46 – Mapa atual do bairro Shopping Park.

A retificação da urbanização foi realizada em mapa digital disponibilizado pela Prefeitura Municipal, onde foram determinados os alinhamentos de ruas e lotes, Figura 3.47a com traçado não retificado e Figura 3.47b com traçado retificado, conforme o encontro do alinhamento frontal de todos os lotes, o que foi executado da mesma forma na quadra adjacente, mantendo-se o paralelismo entre ambas.

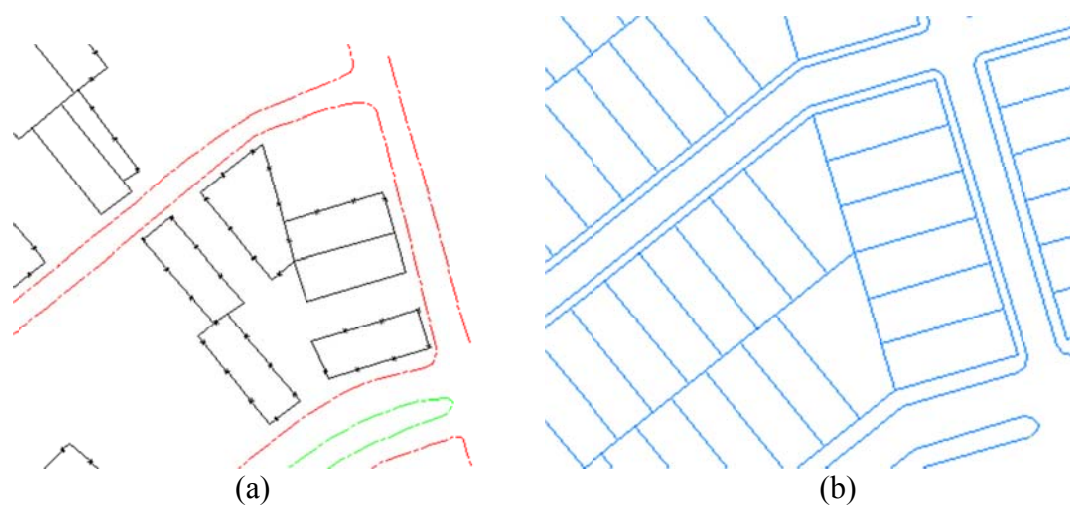


Figura 3.47 – Retificação da urbanização existente do bairro Shopping Park.

Os alinhamentos de retificação obedeceram à imposição da Lei Complementar nº 374, que estabelece o sistema viário, quanto às medidas de passeios e pistas do sistema viário local. A Figura 3.48 mostra a retificação da área existente.

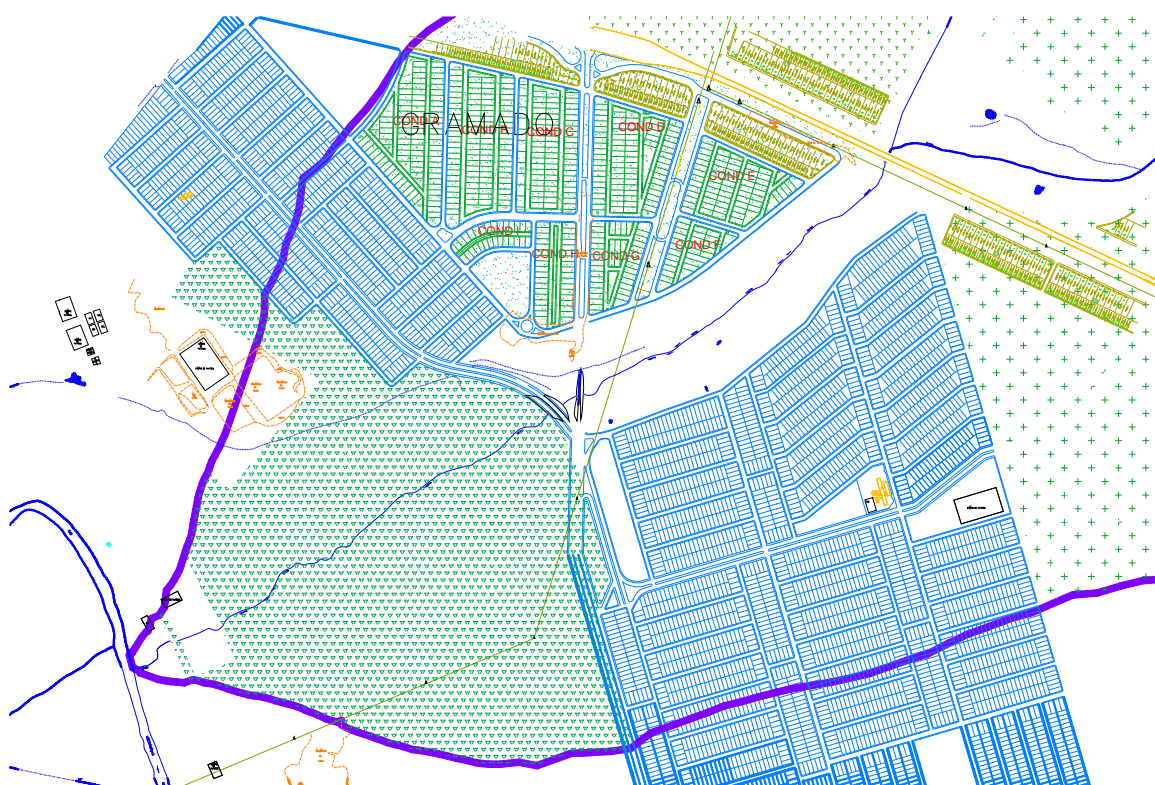


Figura 3.48 – Esboço final da retificação da urbanização existente.

3.5.5 Quantificação da bacia

Foi feito o levantamento do número de lotes criados com a urbanização futura e somados aos existentes, e verificado as porcentagens referentes ao artigo 13º da Lei Complementar nº 245.

Para isso, a bacia hidrográfica do bairro Shopping Park, foi subdividida em setores, conforme Figura 3.49, para facilitar o serviço de catalogação.

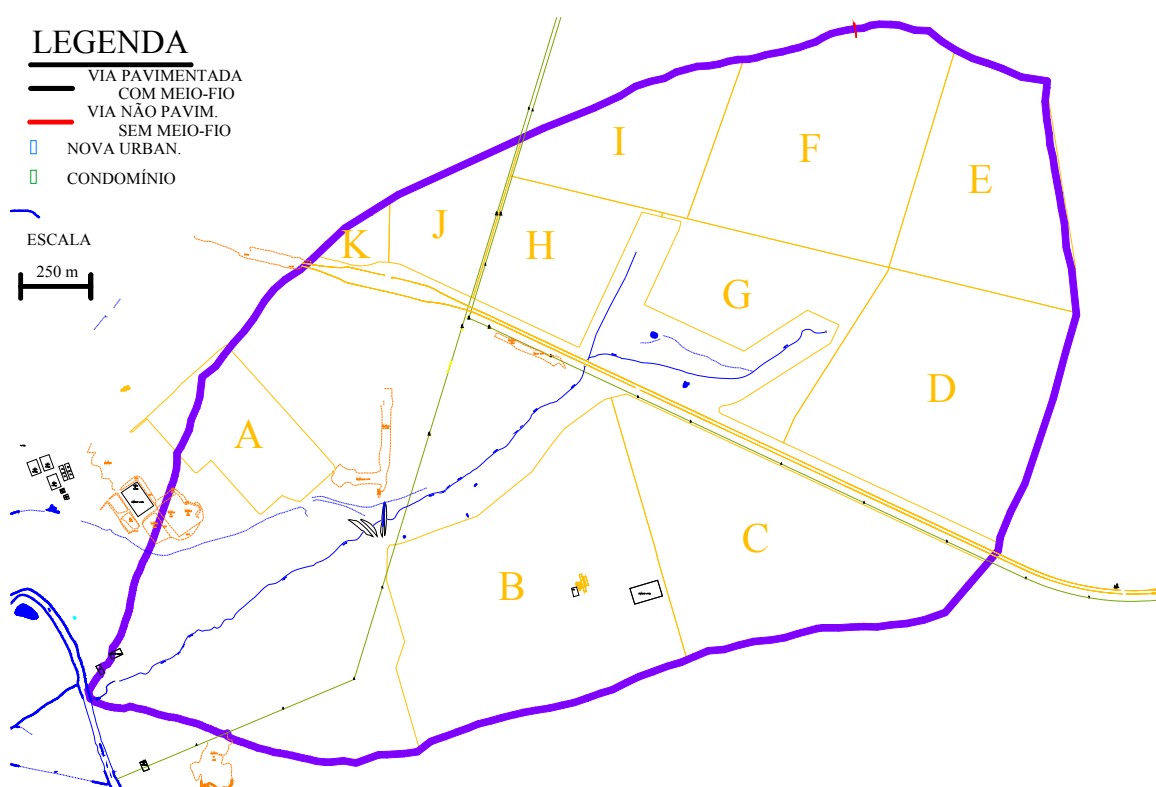


Figura 3.49 – Setores de subdivisão.

O processo de previsão de urbanização futura somado aos lotes já existentes totalizou 15.402 lotes em toda a bacia, com 8.231 lotes contribuintes.

Deste número final, há ocorrência de 220 lotes diferentes, conforme Tabela 3.27, que exigirão o cálculo de 220 hidrogramas diferentes, para se utilizar no processo de simulação hidrológica.

Tabela 3.27 – Áreas de lotes geradas e existentes.

OUTRAS ÁREAS DE LOTES EXISTENTES NA BACIA									
item	área (m ²)	item	área (m ²)	item	área (m ²)	item	área (m ²)	item	área (m ²)
1	227,5365	45	312,0000	89	368,3964	133	425,1218	177	499,7518
2	235,9026	46	312,8448	90	370,1585	134	425,6418	178	500,9208
3	250,4376	47	312,9875	91	374,9849	135	427,6618	179	510,2044
4	253,1700	48	314,8453	92	375,3985	136	428,7727	180	512,7540
5	253,5044	49	316,1311	93	381,9891	137	428,9711	181	518,5997
6	254,5852	50	316,2834	94	382,2750	138	430,8292	182	525,1833
7	254,6435	51	318,1341	95	382,6792	139	431,1654	183	534,6385
8	274,5681	52	323,5396	96	387,8494	140	431,2203	184	534,9075
9	274,7018	53	323,6390	97	388,2837	141	432,4236	185	535,7147
10	276,2099	54	324,0000	98	391,7647	142	432,8895	186	544,5943
11	278,2625	55	324,1724	99	391,9906	143	434,0570	187	547,3507
12	278,9237	56	325,1830	100	393,3697	144	434,4715	188	548,8479
13	278,9498	57	325,2694	101	394,8744	145	435,2151	189	553,0334
14	279,0644	58	328,3322	102	395,4508	146	436,0746	190	559,1141
15	279,3344	59	329,5425	103	397,6349	147	436,7824	191	568,3563
16	279,6610	60	329,9859	104	397,6350	148	439,1429	192	573,2624
17	282,9945	61	330,9480	105	398,4556	149	439,5986	193	578,5940
18	283,6553	62	331,2159	106	399,0130	150	439,7255	194	582,5657
19	284,1826	63	332,7618	107	400,1158	151	439,7980	195	584,8260
20	284,9724	64	332,9628	108	401,0272	152	441,2404	196	585,4620
21	286,7861	65	338,2984	109	401,4974	153	441,7581	197	587,1850
22	289,2785	66	338,3564	110	402,8068	154	443,3765	198	598,6769
23	289,9924	67	339,4526	111	402,8572	155	444,2289	199	611,2212
24	289,9985	68	341,9111	112	402,9195	156	445,8862	200	612,0128
25	296,2773	69	341,9272	113	402,9284	157	446,8072	201	632,5489
26	297,7183	70	342,1506	114	403,0000	158	447,0274	202	636,1627
27	298,8730	71	342,2540	115	403,2161	159	448,3150	203	651,6981
28	299,1852	72	344,1150	116	403,3803	160	449,4245	204	661,2249
29	299,9061	73	345,7648	117	403,4151	161	451,9769	205	672,8952
30	299,9913	74	346,1604	118	403,5415	162	458,3170	206	675,0000
31	300,0000	75	347,7920	119	405,9846	163	458,4045	207	676,3929
32	301,4502	76	350,0011	120	406,8671	164	464,4353	208	680,4325
33	302,0740	77	353,1733	121	408,6274	165	468,1808	209	688,2290
34	303,2344	78	354,0387	122	410,2125	166	468,9329	210	694,5990
35	303,9410	79	354,0504	123	410,5180	167	473,0352	211	695,9942
36	305,0698	80	354,4549	124	413,7133	168	479,1662	212	711,7967
37	306,0112	81	358,9232	125	414,1690	169	480,4907	213	793,4210
38	306,6351	82	360,5817	126	415,7068	170	483,1423	214	803,3379
39	307,6107	83	364,8834	127	417,5771	171	487,3618	215	809,9996
40	308,1780	84	365,4311	128	417,8199	172	489,0817	216	810,0000
41	308,7227	85	365,8530	129	418,7993	173	489,0903	217	853,9967
42	309,7700	86	367,0401	130	420,0000	174	493,2783	218	872,9190
43	309,9237	87	367,7796	131	421,4708	175	493,9996	219	911,3500
44	310,5440	88	367,9901	132	423,8852	176	499,1158	220	1040,7585

3.6 Simulação hidrológica

A simulação hidrológica, última etapa desta dissertação, foi executada na área a montante do anel viário que corta o bairro em estudo, cuja infraestrutura possui aterro que impede a transposição das águas para jusante, tendo como único caminho o curso de água natural, conforme mostra a Figura 3.50.

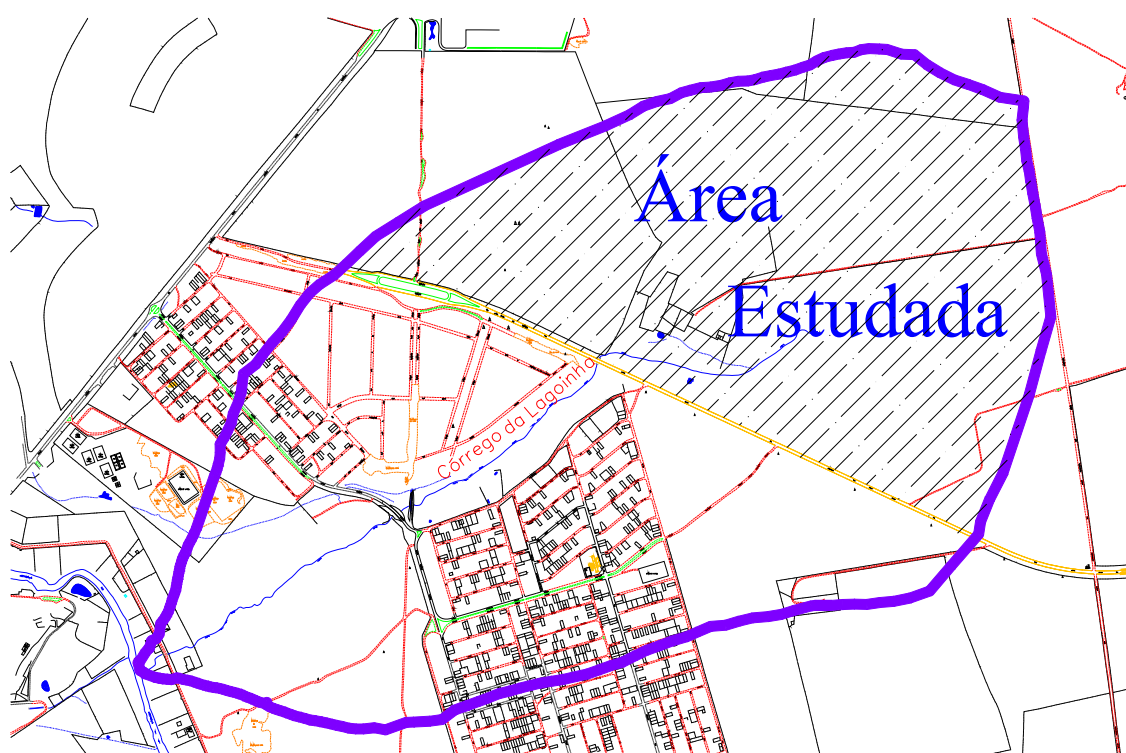


Figura 3.50 – Anel viário no bairro Shopping Park.

Os lotes residenciais urbanizados previstos nesta área foram a célula base de escoamento, com ou sem utilização dos reservatórios de detenção, seguindo o escoamento por ruas, sarjetas, e traçados principais e secundários do sistema de microdrenagem, quando da saturação das sarjetas.

O cálculo da microdrenagem da área em estudo foi desenvolvido em planilhas eletrônicas, para os 17 trechos de galerias, conforme traçado da Figura 3.51, juntamente com as galerias 01, 02, 03, 04 e 05 que encaminham ao curso de água natural as vazões dos referidos trechos.



Figura 3.51 – Trechos da microdrenagem.

A simulação hidrológica foi elaborada em programação *Visual Basic for Applications* (*VBA*), que estima o escoamento desses 05 trechos de galerias circulares ou retangulares, contidos na Figura 3.51, onde a galeria 01 une os trechos 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07 e 13; a galeria 02 une os trechos 08, 09, 10, 14 e 15; a galeria 03 escoo o trecho 11; a galeria 04 escoo o trecho 12, e por fim, a galeria 05 une os trechos 16 e 17.

A Figura 3.52 mostra o painel de entrada de dados e saída de resultados da simulação hidrológica programada em *VBA*. O mesmo permite inserir dados de chuva com duração, discretização e altura pluviométrica do período de retorno desejado. Permite informar as vazões de pico sem e com reservatório para obtenção da área equivalente.

Permite ainda determinar se o cálculo deverá ser feito sem ou com a utilização do reservatório de detenção. Informa a área de cada subtrecho, comprimento e seção da galeria. Possui comandos que calcula o trecho desejado de galeria e os hidrogramas de cada galeria. Para a realização da simulação hidrológica em programação *VBA* também foram necessárias outras três planilhas de entrada de dados e cálculos da convolução.

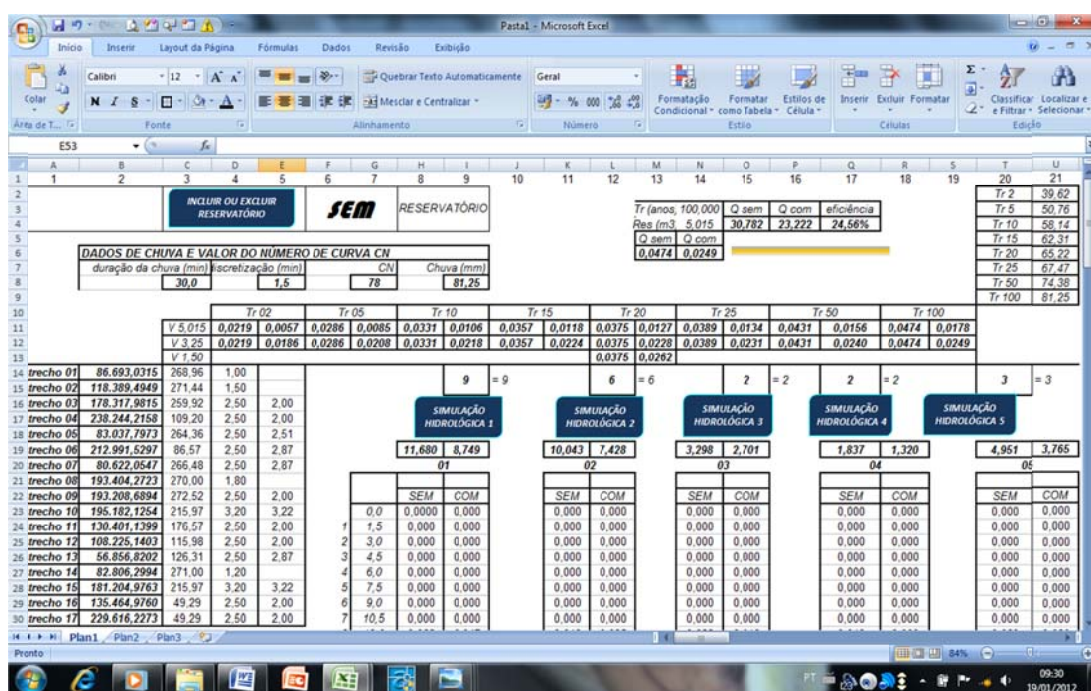


Figura 3.52 – Painel de dados de entrada e hidrogramas da simulação em VBA.

Para se estabelecer os hidrogramas das áreas contribuintes relativas aos trechos de 01 a 17 foram empregados o método SCS que utiliza o hidrograma unitário e o processo de convolução para este cálculo, de acordo com a Figura 3.53, que se refere ao trecho 01.

col 1	col 2	col 3	col 4	col 5	col 6	col 7	col 8	col 9	col 10	col 11	col 12	col 13	col 14	col 15	col 16	col 17	
tempo	H. U.	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	soma	Q base	H. res.	
min	m³/s																
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,113	1,846	0,229	0,039	0,006	3,23	0	1,21
1,5	0,009	0,00													0,0000	0	0,0000
3,0	0,028	0,00	0,00												0,0000	0	0,0000
4,5	0,053	0,00	0,00	0,00											0,0000	0	0,0000
6,0	0,084	0,00	0,00	0,00	0,00										0,0000	0	0,0000
7,5	0,123	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00									0,0000	0	0,0000
9,0	0,172	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00								0,0000	0	0,0000
10,5	0,230	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00							0,0000	0	0,0000
12,0	0,283	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01						0,0103	0	0,0103
13,5	0,325	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,02					0,0485	0	0,0485
15,0	0,355	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,05	0,00				0,1135	0	0,1135
16,5	0,373	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09	0,10	0,01	0,00			0,1990	0	0,1990
18,0	0,376	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,14	0,16	0,01	0,00	0,00		0,3058	0	0,3058
19,5	0,374	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,19	0,23	0,02	0,00	0,00		0,4403	0	0,4403
21,0	0,362	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,26	0,32	0,03	0,00	0,00		0,6061	0	0,6061
22,5	0,342	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,31	0,42	0,04	0,00	0,00		0,7841	0	0,7841
24,0	0,320	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,36	0,52	0,05	0,01	0,00		0,9432	0	0,9432
25,5	0,296	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,60	0,06	0,01	0,00		1,0692	0	1,0692
27,0	0,265	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,42	0,66	0,07	0,01	0,00		1,1571	0	1,1571
28,5	0,230	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,42	0,69	0,08	0,01	0,00		1,2028	0	1,2028
30,0	0,196	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,42	0,69	0,09	0,01	0,00		1,2119	0	1,2119
31,5	0,167	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,69	0,09	0,01	0,00		1,1964	0	1,1964
33,0	0,146	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38	0,67	0,09	0,01	0,00		1,1517	0	1,1517

Figura 3.53 – Cálculo do hidrograma final do trecho 01 utilizando-se a convolução.

Para que houvesse a possibilidade de simular os trechos de 1 ao 17 constituídos de lotes com reservatórios, pensou-se no uso da área equivalente do lote a ser utilizada na convolução do *SCS*. Com as vazões de pico do lote calculada pelo método Santa Bárbara, e as vazões de pico do reservatório, obtida pelo processo *routing*, foi determinada para cada trecho a área equivalente que simulasse a vazão com reservatório.

Para obter área equivalente da Figura 3.54, bastou utilizar-se da regra de três simples multiplicando-se a área do lote ($300,0 \text{ m}^2$) pela vazão de pico do reservatório e dividir o valor encontrado pela vazão de pico do lote. Resumindo, é como se a área contribuinte do lote com reservatório passasse a ser em cada trecho a área equivalente.

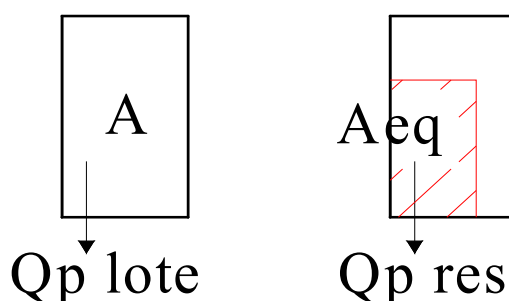


Figura 3.54 – Áreas total e equivalente utilizadas.

Portanto, a programação simulou a bacia hidrográfica com lotes urbanizados sem o reservatório de detenção domiciliar e com lotes urbanizados com o dispositivo de acumulação. Os resultados para estas vazões encontradas foram comparadas entre si e com a vazão natural da bacia para se ter uma noção da magnitude da eficiência desse dispositivo quanto à atenuação proporcionada à vazão de cheia.

Preliminarmente, foram testadas as utilizações dos reservatórios dimensionados neste projeto de pesquisa, para a quadra padrão da Figura 3.55, que mostra as áreas de contribuição de cada lote padrão, as áreas das calçadas e ruas frontais aos lotes e as áreas A e B de passagem da água pluvial, onde deu-se o início da simulação hidrológica desenvolvida em *Visual Basic for Applications*.

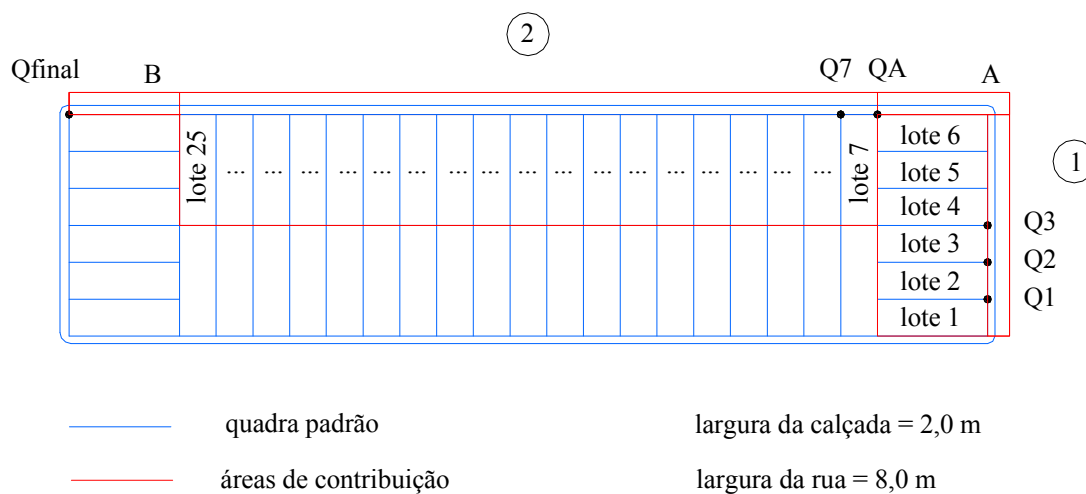


Figura 3.55 – Quadra padrão simulada.

A quadra padrão adotada, pertence a uma das quadras da futura urbanização prevista para o bairro do Córrego da Lagoinha, na cidade de Uberlândia (MG), cujo tempo de concentração calculado da área em estudo é de 29,82 min, onde foi adotado o tempo de 30 min, subáreas 25A e 26A, com declividades de 0,023 e 0,03 m/m, respectivamente, correspondentes ao trecho 1 e 2 da Figura 3.55, com 25 lotes urbanizados contribuintes, e áreas de calçadas e ruas também contribuintes, pavimentadas em concreto e asfalto, respectivamente.

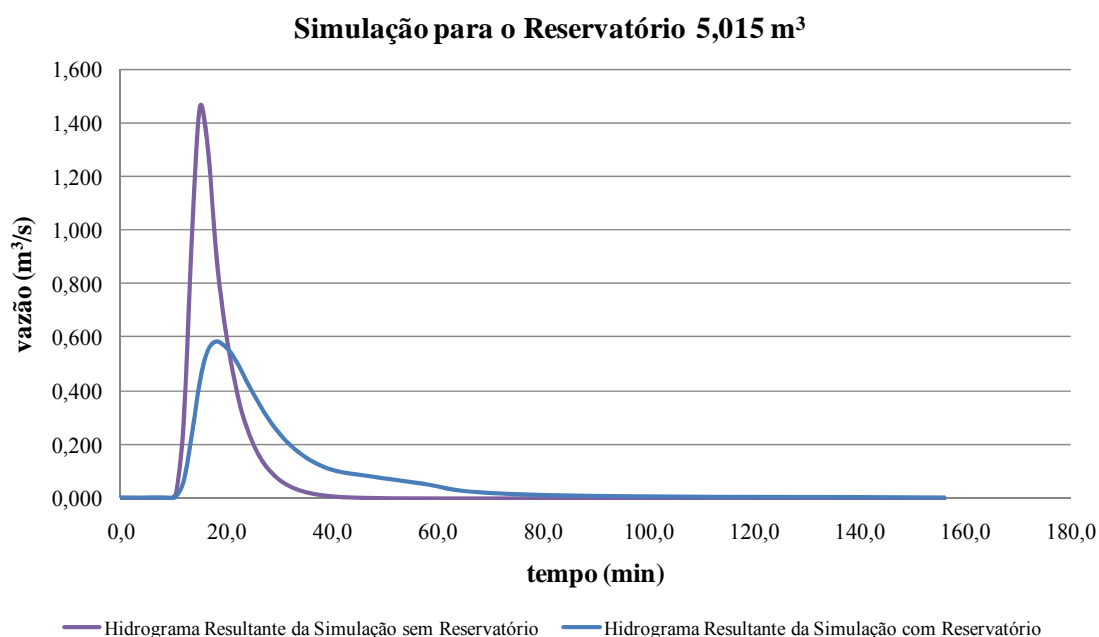
As contribuições dos lotes, calçadas e ruas foram consideradas no trecho de jusante de cada lote, onde o escoamento ocorre do trecho 1 para o 2. A simulação inicial foi realizada sem o uso do reservatório de detenção, e logo após, foi realizada outra simulação com a sua utilização.

A Tabela 3.28 relaciona as eficiências do reservatório com volume de 5,015 m³ para as chuvas com períodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos, com durações de 30 min. Nota-se que tanto as eficiências do reservatório em amortecer a vazão de um único lote, coluna 02, quanto as eficiências no amortecimento na quadra padrão, coluna 05, são de grande proporção.

Tabela 3.28 – Eficiências do reservatório com volume de 5,015 m³.

chuvas	eficiência Reservatório	Qpico sem Reservatório (m ³ /s)	Qpico com Reservatório (m ³ /s)	eficiência Simulação
1	2	3	4	5
Tr 2 - 5,015 m ³ - 30 min	74,02%	0,6493	0,2291	64,72%
Tr 5 - 5,015 m ³ - 30 min	70,15%	0,8600	0,3001	65,10%
Tr 10 - 5,015 m ³ - 30 min	67,93%	1,0020	0,3612	63,96%
Tr 15 - 5,015 m ³ - 30 min	66,84%	1,0832	0,3983	63,23%
Tr 20 - 5,015 m ³ - 30 min	66,15%	1,1401	0,4251	62,71%
Tr 25 - 5,015 m ³ - 30 min	65,64%	1,1841	0,4462	62,32%
Tr 50 - 5,015 m ³ - 30 min	63,92%	1,3201	0,5134	61,11%
Tr 100 - 5,015 m ³ - 30 min	62,35%	1,4562	0,5827	59,98%

Os hidrogramas resultantes, referentes à simulação da quadra padrão para o reservatório de detenção com volume de amortecimento de 5,015 m³, com período de retorno de 100 anos, sem e com a sua utilização, estão representados na Figura 3.56. Note-se que o uso deste reservatório proporcionou um amortecimento de 59,98% da chuva excedente, no que se refere às vazões de pico.

Figura 3.56 – Hidrogramas resultantes no trecho final da quadra padrão para 5,015 m³.

O mesmo método foi realizado para o reservatório de detenção com volume de $3,25 \text{ m}^3$ e inserção parcial, cujas eficiências estão relacionadas na Tabela 3.29.

Tabela 3.29 – Eficiências do reservatório com volume de $3,25 \text{ m}^3$ inserção parcial.

chuvas PARCIAIS	eficiência Reservatório	eficiência Reservatório + Lote	Qpico sem Reservatório (m^3/s)	Qpico com Reservatório (m^3/s)	eficiência Simulação
1	2	3	4	5	6
Tr 2 - $3,25 \text{ m}^3$ - 30 min	90,7%	14,9%	0,6493	0,5818	10,39%
Tr 5 - $3,25 \text{ m}^3$ - 30 min	85,4%	27,4%	0,8600	0,6683	22,29%
Tr 10 - $3,25 \text{ m}^3$ - 30 min	84,4%	34,3%	1,0022	0,7164	28,52%
Tr 15 - $3,25 \text{ m}^3$ - 30 min	83,8%	37,3%	1,0832	0,7424	31,47%
Tr 20 - $3,25 \text{ m}^3$ - 30 min	83,5%	39,2%	1,1401	0,7601	33,33%
Tr 25 - $3,25 \text{ m}^3$ - 30 min	83,2%	40,6%	1,1841	0,7751	34,55%
Tr 50 - $3,25 \text{ m}^3$ - 30 min	82,7%	44,3%	1,3201	0,8225	37,70%
Tr 100 - $3,25 \text{ m}^3$ - 30 min	82,5%	47,5%	1,4562	0,8679	40,40%

Os seus hidrogramas resultantes referentes à simulação do trecho estão na Figura 3.57, onde ocorreu um amortecimento de 40,40% da chuva excedente.

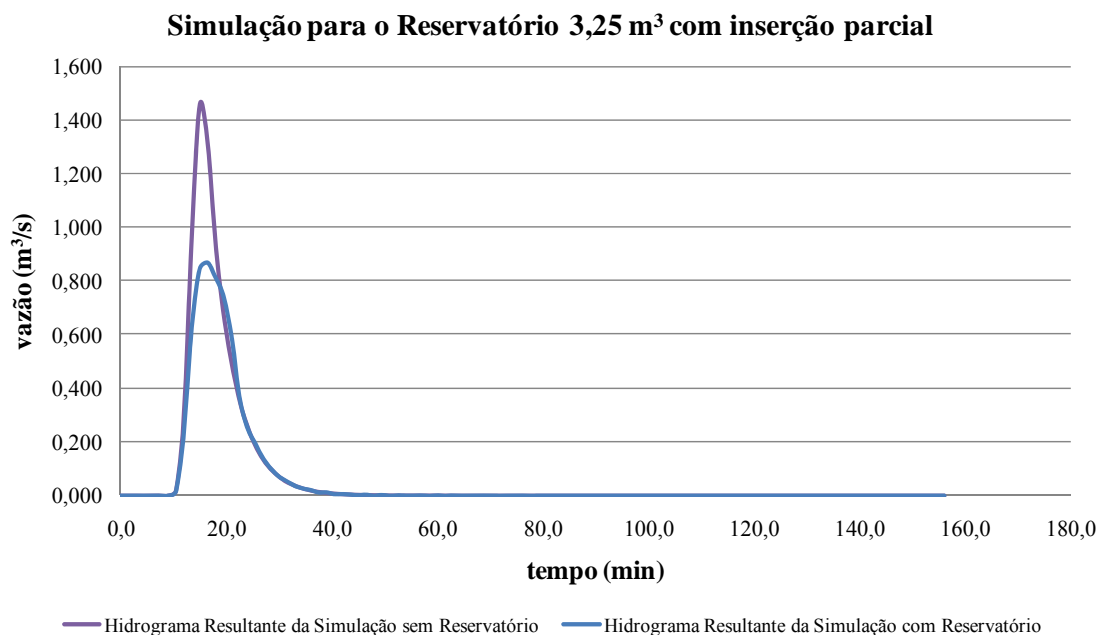


Figura 3.57 – Hidrogramas resultantes no trecho final da quadra padrão para $3,25 \text{ m}^3$.

Vale notar que, para nenhuma das chuvas testadas, a capacidade admissível da sarjeta, 740,7 L/s para o primeiro trecho e 792,1 L/s para o segundo, não são excedidas quando se usa o dispositivo de amortecimento com volume de 5,015 m³. Além disto, conforme a Tabela 3.28, pode-se verificar que, com o uso do reservatório, a vazão na sarjeta para a chuva de 100 anos, de 0,5827 m³/s, é menor que a vazão na sarjeta para a chuva de 2 anos, de 0,6493 m³/s, sem o uso do dispositivo. Ou seja, com a utilização do reservatório, os hidrogramas para chuvas de até 100 anos são submetidos a uma considerável atenuação.

Vale notar também que a capacidade admissível da sarjeta de 792,1 L/s para o segundo trecho, é excedida apenas para as chuvas de 50 e 100 anos, quando se usa o dispositivo de amortecimento com volume de 3,25 m³ e inserção parcial da chuva e ainda, conforme a Tabela 3.29, pode-se verificar que com o uso do reservatório, a vazão na sarjeta para a chuva de 100 anos, de 0,8679 m³/s, praticamente se iguala à vazão na sarjeta para a chuva de 05 anos, de 0,8600 m³/s, sem o uso do dispositivo, ou seja, com a utilização do reservatório, as vazões para a chuva com período de retorno de 100 anos, é praticamente igual à chuva com período de retorno de 05 anos sem a sua utilização.

Vale notar ainda que esta configuração privilegia as chuvas com grandes intensidades, devido à retirada do vertedor para as chuvas de interesse e a inserção parcial da água precipitada, deixando de armazenar volumes não importantes e desprezando vazões insignificantes.

As eficiências relativas ao reservatório de 1,50 m³ com inserção parcial da chuva no reservatório de detenção estão relacionadas na Tabela 3.30.

Tabela 3.30 – Eficiências do reservatório com volume de 1,50 m³ com inserção parcial.

chuvas PARCIAIS	eficiência Reservatório	eficiência Reservatório + Lote	Qpico sem Reservatório (m ³ /s)	Qpico com Reservatório (m ³ /s)	eficiência Simulação
1	2	3	4	5	6
Tr 20 - 1,50 m ³ - 30 min	78,07%	30,03%	1,1401	0,8447	25,91%

Os hidrogramas resultantes referentes à simulação do trecho para o reservatório de detenção com volume de amortecimento de $1,50 \text{ m}^3$ com período de retorno de 20 anos, com inserção parcial da chuva, sem e com a utilização do reservatório, estão na Figura 3.58, onde ocorreu um amortecimento de 25,91% da chuva excedente.

Vale notar, para este caso, que a capacidade admissível da sarjeta de $792,1 \text{ L/s}$ para o segundo trecho, não é excedida para a chuva com período de retorno de 20 anos e 30 min de duração, e que a eficiência ficou apenas 7,42% da eficiência do reservatório com volume $3,25 \text{ m}^3$ e inserção parcial, para o mesmo período de recorrência e duração de chuva, o que é bom comparando-se os dois tamanhos.

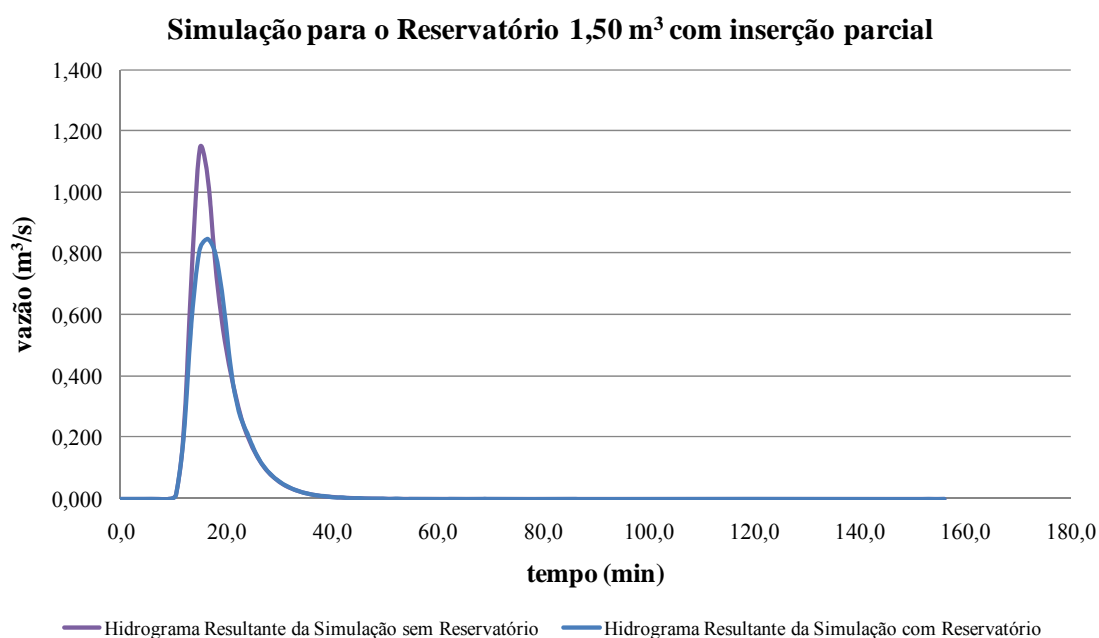


Figura 3.58 – Hidrogramas resultantes no trecho final da quadra padrão para $1,50 \text{ m}^3$.

Para a simulação propriamente dita da sub-bacia em estudo, cuja área é de $2,77 \text{ km}^2$, os resultados obtidos para os lotes com e sem reservatórios de detenção domiciliares adotados podem ser verificados na Tabela 3.31, para uma chuva com duração de 30 min.

Vale notar na Tabela 3.31 que a configuração do reservatório de detenção com inserção parcial da chuva pela caixa servidora continua privilegiando as chuvas com grandes

intensidades, pois, sua eficiência é crescente, lembrando que desta forma não ocorre o armazenamento de volumes e atenuação de vazões sem importância e insignificantes, porém, as eficiências são menores do que o reservatório que armazena e atenua toda a chuva, devido ao seu tamanho ser menor que o primeiro reservatório.

Tabela 3.31 – Eficiências dos reservatórios de detenção adotados na simulação da área em estudo.

chuvas/reservatórios	Qpico sem Reservatório (m ³ /s)	Qpico com Reservatório (m ³ /s)	eficiência Simulação
1	2	3	4
Tr 02 - 5,015 m ³ - 30 min	8,113	4,986	38,54%
Tr 05 - 5,015 m ³ - 30 min	14,438	9,136	36,72%
Tr 10 - 5,015 m ³ - 30 min	19,129	12,413	35,11%
Tr 15 - 5,015 m ³ - 30 min	22,032	14,437	34,48%
Tr 20 - 5,015 m ³ - 30 min	24,041	15,866	34,00%
Tr 25 - 5,015 m ³ - 30 min	25,664	16,878	34,24%
Tr 50 - 5,015 m ³ - 30 min	30,655	20,503	33,12%
Tr 100 - 5,015 m ³ - 30 min	35,975	24,381	32,23%
Tr 02 - 3,25 m ³ - 30 min	8,113	7,440	8,30%
Tr 05 - 3,25 m ³ - 30 min	14,438	12,370	14,32%
Tr 10 - 3,25 m ³ - 30 min	19,129	15,803	17,39%
Tr 15 - 3,25 m ³ - 30 min	22,032	17,707	19,63%
Tr 20 - 3,25 m ³ - 30 min	24,041	19,188	20,19%
Tr 25 - 3,25 m ³ - 30 min	25,664	20,305	20,88%
Tr 50 - 3,25 m ³ - 30 min	30,655	23,703	22,68%
Tr 100 - 3,25 m ³ - 30 min	35,975	27,242	24,27%
Tr 20 - 1,50 m ³ - 30 min	24,041	20,322	15,47%

Para que sirva apenas de referência para análise dos resultados obtidos sem e com o uso dos reservatórios adotados, pois pode ser modificado aumentando a sua capacidade de descarga descaracterizando a análise, o bueiro construído no ponto de transposição da água pluvial de montante para jusante do anel viário, é dotado de dois dutos metálicos de 2,0 m

de diâmetro cada com inclinação em torno de 0,0061 m/m, sendo esta lida em mapa digital fornecido pela Prefeitura Municipal local.

Na análise da Tabela 3.31, pode-se observar que as chuvas com período de recorrência acima de 15 anos fazem o bueiro em questão trabalhar com a entrada submersa, pois sua descarga máxima para que isso não aconteça é de 20,59 m³/s. Assim, notou-se que com o uso do primeiro reservatório, que armazena totalmente a água pluvial, o elemento não funciona desta forma para as chuvas até 50 anos de período de retorno, enquanto que para o segundo, que armazena parcialmente, isto não ocorre até a chuva de 25 anos.

Na análise dos resultados das eficiências da Tabela 3.31 para os três reservatórios adotados, 5,015 m³, 3,25 m³ e 1,50 m³, para a chuva com período de retorno de 20 anos, pois, o período de retorno máximo encontrado para as chuvas do município de Uberlândia foi de 16 anos, pode ser verificado que apesar da grande diferença dos valores percentuais entre eles, 34,0%, 20,19% e 15,47%, respectivamente, a magnitude de suas vazões de pico de 15,886 m³/s; 19,188 m³/s e 20,322 m³/s, respectivamente, parece não haver relevância, pois nestes casos o bueiro não trabalha com a entrada submersa, onde as alturas das lâminas de água determinadas foram de 0,66 cm; 0,77 cm e 0,81 cm, respectivamente, tendo grande diferença de magnitude apenas os tempos de atraso do pico de vazão em 15,0; 7,1 e 5,3, em minutos. Vale notar também que os reservatórios de 5,015 m³ e 3,25 m³, transformam a vazão de pico gerada pela chuva de 100 anos em uma chuva de aproximadamente 21 anos e de 33 anos, respectivamente, e o reservatório de 1,50 m³ converte a chuva de 20 anos em uma chuva de 12 anos.

Com isto, aumenta-se a possibilidade da escolha de reservatórios de detenção com volumes de amortecimento menores, sendo a implantação do reservatório de 1,50 m³ talvez mais proveitosa devido ao custo menor, com a magnitude de amortecimento muito semelhante aos outros reservatórios de detenção, apesar do tempo de atenuação do pico.

Os hidrogramas resultantes referentes à simulação do trecho para o reservatório de detenção com volume de amortecimento de 5,015 m³ com período de retorno de 100 anos, estão na Figura 3.59, onde ocorreu um amortecimento de 32,23% da chuva excedente.

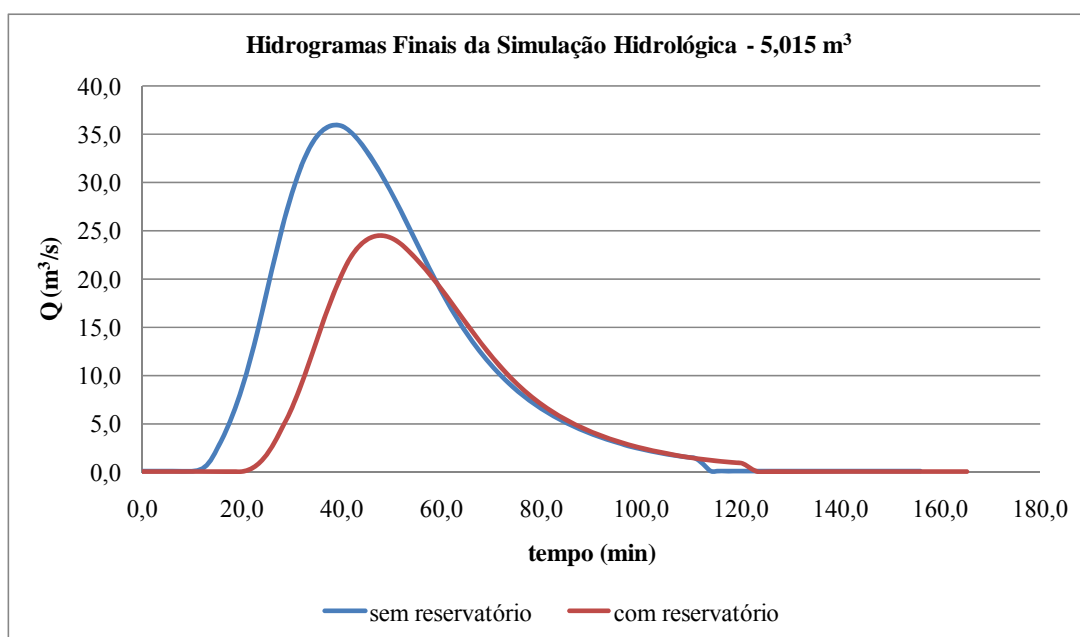


Figura 3.59 – Hidrogramas finais da simulação hidrológica chuva 100 anos, utilizando reservatórios domiciliares de 5,015 m³.

Os hidrogramas resultantes da simulação hidrológica do reservatório com volume de amortecimento de 3,25 m³, inserção parcial e período de retorno de 100 anos, estão na Figura 3.60, teve amortecimento de 24,27% da chuva excedente.

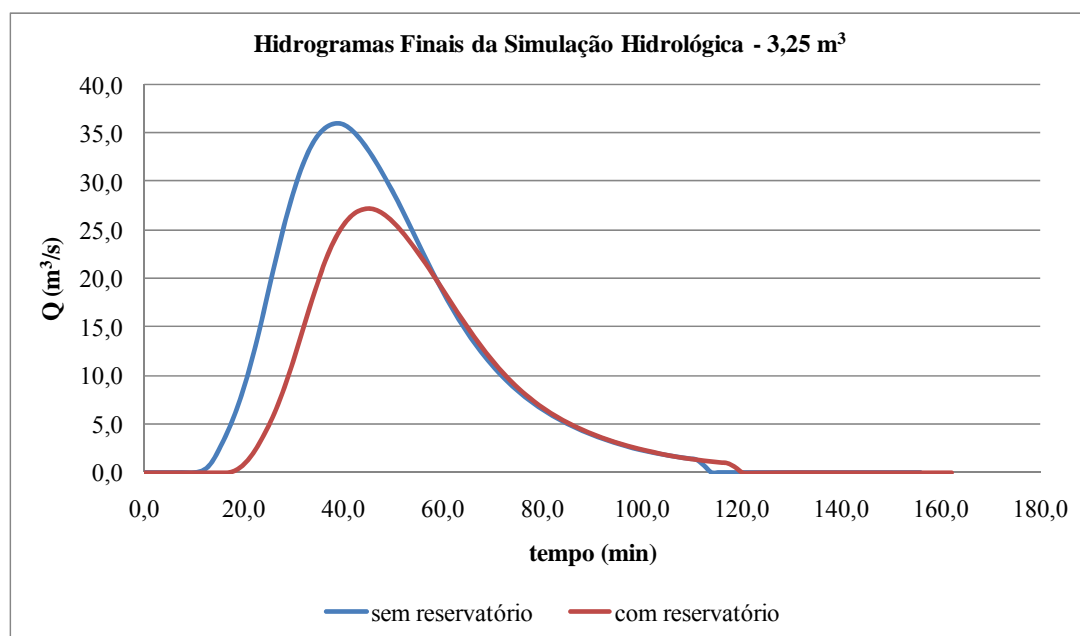


Figura 3.60 – Hidrogramas finais da simulação hidrológica chuva 100 anos, utilizando reservatórios domiciliares de 3,25 m³.

Por fim, os hidrogramas resultantes da simulação hidrológica do reservatório com volume de amortecimento de $1,50 \text{ m}^3$, inserção parcial e período de retorno de 20 anos, estão na Figura 3.61, teve amortecimento de 15,47% da chuva excedente.

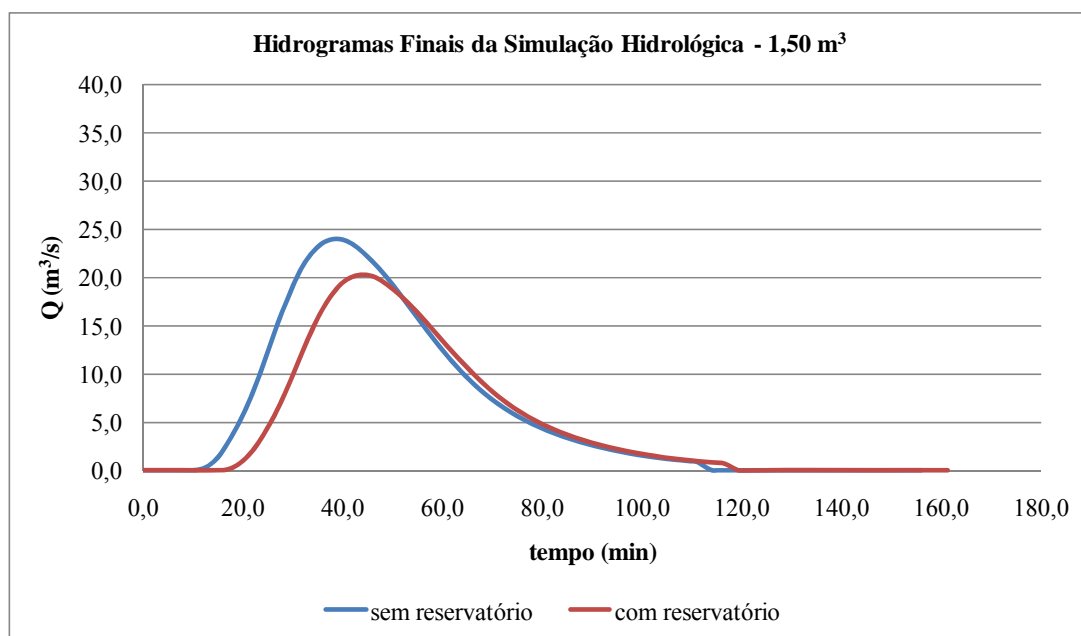


Figura 3.61 – Hidrogramas finais da simulação hidrológica chuva 20 anos, utilizando reservatórios domiciliares de $1,50 \text{ m}^3$.

Notou-se ainda que a relação área total dos lotes de um trecho pela área total do próprio trecho, conforme pode ser verificado na Tabela 3.32, é variável para cada trecho devido às características intrínsecas de cada setor e influencia mais ou menos conforme sua magnitude. Por isso, as vazões são variáveis e não possuíram um padrão pré-determinado para que se pudessem estimá-las.

A homogeneidade dos trechos influencia diretamente no estabelecimento das eficiências dos reservatórios, pois o seu pequeno ou grande número em uma área será um fator determinante do amortecimento.

Talvez esta análise possa ser usada como critério de estabelecimento de um loteamento, tornando-o mais homogêneo, visando uma melhor eficiência deste dispositivo para se evitar os efeitos indesejáveis de uma enchente a jusante.

Tabela 3.32 – Relação área dos lotes do trecho pela área total do próprio trecho.

galeria 01	1	2	3	4	5	6	7	13
	53,98%	50,68%	60,06%	56,54%	37,93%	60,00%	56,19%	20,05%
galeria 02	8	9	10	14	15			
	62,05%	54,35%	45,03%	74,27%	48,51%			
galeria 03	11							
	37,85%							
galeria 04	12							
	59,60%							
galeria 05	16	17						
	57,58%	46,64%						

3.7 Orçamentos dos reservatórios de detenção adotados

As estimativas dos orçamentos que se seguem referentes aos reservatórios adotados 5,015 m³, 3,25 m³ e 1,50 m³ foram realizadas com base nos custos de composições do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI).

Os reservatórios de detenção domiciliares foram planejados com paredes em alvenaria revestida de chapisco e reboco com impermeabilizantes, sendo o tampo em concreto armado e o fundo executado em lastro de concreto. Os tubos de entrada e de saída são em PVC.

Ainda, para a sua execução contou-se com demolição de pisos em concreto e escavação de terra e apiloamento de fundo.

A estimativa para o reservatório de detenção domiciliar com volume de amortecimento 5,015 m³ está contida na Tabela 3.33.

Tabela 3.33 – Orçamento do reservatório de detenção domiciliar com 5,015 m³.

Orçamento						
Obra: Dispositivo Hidráulico - Reservatório de Detenção Domiciliar						
Preços Pesquisados em: www.caixa.gov.br						
Acessados em: 22 de maio de 2011				Data: 22 maio, 2011		
Item	Descrição do Serviço	Qtde	un	preço unitário (R\$)	preço do serviço (R\$)	Total do Serviço (R\$)
	Área de fundo do reservatório	33,43	m ²			
1 Serviços Iniciais						
1.1	Projeto Arquitetônico	1,00	vb	400,00	400,00	
1.2	Taxas para recolhimento de ART - CREA	1,00	vb	33,00	33,00	433,00
2 Reservatório						
2.1	Demolição de Concreto Simples / Concreto + Piso Cerâmico - 6 cm	2,01	m ³	91,69	184,30	
2.2	Locação da obra	33,43	m ²	2,72	90,93	
2.3	Escavação Manual de Vala em Solo de Qualquer Categoria, Exceto Rocha - Área da Alvenaria - de 2 m	16,72	m ³	14,68	245,45	
2.4	Apiloamento de Fundo de Vala com Maço de 30 a 60 kg - Local da Construção da Viga Baldrame	33,43	m ²	2,06	68,87	
2.5	Reaterro Manual de Vala	2,39	m ³	18,35	43,86	
2.6	Lastro em concreto - 6 cm	2,01	m ³	251,62	505,76	
2.7	Alvenaria em Tijolo Cerâmico Furado 10x20x20 cm, 1/2 vez, assentado em argamassa traço 1:4, e = 1 cm	11,56	m ²	27,91	322,64	
2.8	Chapisco em Parede traço 1:4, e = 0,5 cm, preparo mecânico	23,13	m ²	2,92	67,54	
2.9	Impermeabilização em Base Alvenaria Argamassa Traço 1:3, e = 2 cm, com Impermeabilizante	23,13	m ²	21,42	495,44	
2.10	Execução de Tampo em Concreto	33,43	m ²	53,19	1.778,14	
2.11	Instalação de Tubo Horizontal em PVC - 50 mm	1,00	m	19,81	19,81	
2.12	Instalação de Tubo Horizontal em PVC - 100 mm	12,00	m	26,89	322,68	
2.13	Reconstrução do Piso	4,79	m ²	23,91	114,53	4.259,95
3 Caixa de Areia						
3.1	Caixa de Areia	1,00	un	88,70	88,70	88,70
4 Limpeza						
4.1	Retirada de Entulho	3,34	m ³	11,21	37,44	
4.2	Retirada de Terra	16,72	m ³	9,21	153,99	
4.3	Limpeza Final	33,43	m ²	0,98	32,76	224,19
5 BDI						
5.1	BDI	0,3000	VB	5.005,84	1.501,75	1.501,75
TOTAL + BDI - R\$						6.507,59

A estimativa para o reservatório de detenção domiciliar com volume de amortecimento 3,25 m³ mais a caixa servidora está contida na Tabela 3.34.

Tabela 3.34 – Orçamento do reservatório de detenção domiciliar com 3,25 m³.

Orçamento						
Obra: Dispositivo Hidráulico - Reservatório de Detenção Domiciliar						
Preços Pesquisados em: www.caixa.gov.br						
Acessados em: 22 de maio de 2011				Data: 22 maio, 2011		
Item	Descrição do Serviço	Qtde	un	preço unitário (R\$)	preço do serviço (R\$)	Total do Serviço (R\$)
	Área de fundo do reservatório	12,75	m ²			
1 Serviços Iniciais						
1.1	Projeto Arquitetônico	1,00	vb	400,00	400,00	
1.2	Taxas para recolhimento de ART - CREA	1,00	vb	33,00	33,00	433,00
2 Reservatório						
2.1	Demolição de Concreto Simples / Concreto + Piso Cerâmico - 6 cm	0,77	m ³	91,69	70,60	
2.2	Locação da obra	12,75	m ²	2,72	34,68	
2.3	Escavação Manual de Vala em Solo de Qualquer Categoria, Exceto Rocha - Área da Alvenaria - de 2 m	6,38	m ³	14,68	93,66	
2.4	Apiloamento de Fundo de Vala com Maço de 30 a 60 kg - Local da Construção da Viga Baldrame	12,75	m ²	2,06	26,27	
2.5	Reaterro Manual de Vala	1,51	m ³	18,35	27,71	
2.6	Lastro em concreto - 6 cm	0,77	m ³	251,62	193,75	
2.7	Alvenaria em Tijolo Cerâmico Furado 10x20x20 cm, 1/2 vez, assentado em argamassa traço 1:4, e = 1 cm	7,14	m ²	27,91	199,28	
2.8	Chapisco em Parede traço 1:4, e = 0,5 cm, preparo mecânico	14,28	m ²	2,92	41,70	
2.9	Impermeabilização em Base Alvenaria Argamassa Traço 1:3, e = 2 cm, com Impermeabilizante	14,28	m ²	21,42	305,88	
2.10	Execução de Tampo em Concreto	12,75	m ²	53,19	678,17	
2.11	Instalação de Tubo Horizontal em PVC - 50 mm	1,00	m	19,81	19,81	
2.12	Instalação de Tubo Horizontal em PVC - 100 mm	12,00	m	26,89	322,68	
2.13	Reconstrução do Piso	3,02	m ²	23,91	72,21	2.086,40
3 Caixa de Areia						
3.1	Caixa de Areia	1,00	un	0,00	0,00	-
4 Limpeza						
4.1	Retirada de Entulho	1,28	m ³	11,21	14,35	
4.2	Retirada de Terra	6,38	m ³	9,21	58,76	
4.3	Limpeza Final	12,75	m ²	0,98	12,50	85,61
5 BDI						
5.1	BDI	0,3000	VB	2.605,01	781,50	781,50
TOTAL + BDI - R\$						3.386,51

A estimativa para o reservatório de detenção domiciliar com volume de amortecimento 1,50 m³ mais a caixa servidora está contida na Tabela 3.35.

Tabela 3.35 – Orçamento do reservatório de detenção domiciliar com 1,50 m³.

Orçamento						
Obra: Dispositivo Hidráulico - Reservatório de Detenção Domiciliar						
Preços Pesquisados em: www.caixa.gov.br						
Acessados em: 22 de maio de 2011				Data: 22 maio, 2011		
Item	Descrição do Serviço	Qtde	un	preço unitário (R\$)	preço do serviço (R\$)	Total do Serviço (R\$)
	Área de fundo do reservatório	5,61	m ²			
1 Serviços Iniciais						
1.1	Projeto Arquitetônico	1,00	vb	400,00	400,00	
1.2	Taxas para recolhimento de ART - CREA	1,00	vb	33,00	33,00	433,00
2 Reservatório						
2.1	Demolição de Concreto Simples / Concreto + Piso Cerâmico - 6 cm	0,34	m ³	91,69	31,17	
2.2	Locação da obra	5,61	m ²	2,72	15,26	
2.3	Escavação Manual de Vala em Solo de Qualquer Categoria, Exceto Rocha - Área da Alvenaria - de 2 m	2,81	m ³	14,68	41,25	
2.4	Apiloamento de Fundo de Vala com Maço de 30 a 60 kg - Local da Construção da Viga Baldrame	5,61	m ²	2,06	11,56	
2.5	Reaterro Manual de Vala	1,03	m ³	18,35	18,90	
2.6	Lastro em concreto - 6 cm	0,34	m ³	251,62	85,55	
2.7	Alvenaria em Tijolo Cerâmico Furado 10x20x20 cm, 1/2 vez, assentado em argamassa traço 1:4, e = 1 cm	4,74	m ²	27,91	132,29	
2.8	Chapisco em Parede traço 1:4, e = 0,5 cm, preparo mecânico	9,47	m ²	2,92	27,65	
2.9	Impermeabilização em Base Alvenaria Argamassa Traço 1:3, e = 2 cm, com Impermeabilizante	9,47	m ²	21,42	202,85	
2.10	Execução de Tampo em Concreto	5,61	m ²	53,19	298,40	
2.11	Instalação de Tubo Horizontal em PVC - 50 mm	1,00	m	19,81	19,81	
2.12	Instalação de Tubo Horizontal em PVC - 100 mm	12,00	m	26,89	322,68	
2.13	Reconstrução do Piso	2,05	m ²	23,91	49,02	1.256,39
3 Caixa de Areia						
3.1	Caixa de Areia	1,00	un	0,00	0,00	-
4 Limpeza						
4.1	Retirada de Entulho	0,56	m ³	11,21	6,28	
4.2	Retirada de Terra	2,81	m ³	9,21	25,88	
4.3	Limpeza Final	5,61	m ²	0,98	5,50	37,66
5 BDI						
5.1	BDI	0,3000	VB	1.727,05	518,12	518,12
TOTAL + BDI - R\$						2.245,17

3.7.1 Análise dos custos de micro e macroreservatórios

Multiplicando-se os custos unitários de cada reservatório domiciliar pelos 4.538 lotes estimados para o loteamento da área em estudo, no município de Uberlândia, os custos da implantação destes três dispositivos ficam na ordem de R\$ 29.531.443,42, R\$ 15.367.982,38 e R\$ 10.188.581,46, respectivamente, o que pode ser viável a implantação para os dois últimos casos, se comparado ao custo de construção e manutenção de um grande reservatório de detenção (piscinão).

Os custos de construção para os grandes reservatórios de detenção (piscinões) variam muito: segundo o Diário de Suzano, em matéria publicada em 14/05/2011, a construção “de um piscinão no Jardim Estela, em Poá”, “está orçada em mais de R\$ 40 milhões”, cujo “projeto prevê a capacidade de armazenamento de 250 mil metros cúbicos de água”. Segundo a revista Veja Abril, em matéria publicada em 13/01/2011, o “governador de São Paulo, Geraldo Alckmin (PSDB), pediu ao governo federal 133 milhões de reais para a construção de um piscinão do Largo da Penha”. Ainda segundo este blog, o “governador pediu ao ministro” 140 milhões de reais para a construção de quatro piscinões: os “piscinões previstos serão em Mauá, que custará 20 milhões; São Bernardo, com o custo de 10 milhões; Sumaré, também de 20 milhões, e um último na capital paulista, na região de Jaboticabal, que terá custo total de 90 milhões de reais”.

Segundo o Clipping Seleção de Notícias, em matéria publicada em 02/03/2011, o “Plano de Microdrenagem do Alto Tietê, de 1998, para São Paulo se livrar dos alagamentos seriam necessários mais 91 piscinões a um custo de R\$ 3,6 bilhões”, o que na média, o custo de cada piscinão ficaria em R\$ 39.560.439,56.

Além dos altos custos de construção, a manutenção é outro problema: em matéria publicada no dia 03/05/2007 quanto à limpeza de 18 piscinões no ABC, o Repórter Diário On Line cita que “a limpeza se tornou muito onerosa na medida em que o número de reservatórios aumentou, e os municípios querem repassar a responsabilidade para o Estado”. Ainda segundo o diário, “são gastos, para uma limpeza considerada precária,

entre R\$ 2 e R\$ 2,5 milhões por ano. Estima-se que para a manutenção correta sejam necessários R\$ 13 milhões anuais”.

A manutenção de um grande reservatório de detenção também tem sua manutenção onerosa, segundo o Diário Regional, em matéria publicada em 17/03/2011, os serviços de “limpeza, manutenção e segurança dos reservatórios de retenção” de São Paulo e da região do ABC, com total de 25 piscinões, “devem custar em torno de R\$ 40 milhões ao ano”.

Assim, a análise quanto aos custos de construção e manutenção possivelmente favorece a utilização dos reservatórios de detenção domiciliar, bastando ajustar a política de implantação destes dispositivos por parte dos municípios.

CAPÍTULO 4

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

4.1 Conclusão

Neste estudo procurou-se estimar o efeito do reservatório de detenção domiciliar dimensionado e dos reservatórios de detenção domiciliares reestruturados, quando da ocorrência de eventos de precipitação intensa, avaliando a sua eficiência na atenuação das vazões do lote urbano, de uma quadra padrão e de uma área urbanizada estimada no bairro Shopping Park, no município de Uberlândia (MG).

Conforme foi evidenciado pelas simulações na quadra padrão, o bom desempenho do primeiro reservatório de detenção, com volume de $5,015 \text{ m}^3$, permite concluir que as atenuações das vazões de pico são perfeitamente possíveis com o uso deste dispositivo para muitas chuvas estudadas. Sua eficiência foi de 62,35% para a vazão do lote e 59,98% na atenuação da vazão na sarjeta para a quadra padrão. Porém, seu grande volume acentua o seu custo de construção, cuja estimativa está na ordem de R\$ 6.507,59, com base nos custos de composições do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), fator que pode inviabilizar sua aplicação em grande escala.

Também há um bom desempenho para o reservatório de detenção com volume de $3,25 \text{ m}^3$ e inserção parcial de chuva, fator que permite concluir que as atenuações das vazões de pico são perfeitamente possíveis com o uso deste dispositivo para muitas chuvas estudadas. Sua eficiência foi de 82,5% para a vazão do lote e 40,40% na atenuação da vazão na sarjeta para a quadra padrão. Este reservatório possui volume aceitável com custo de construção

possivelmente viável, cuja estimativa, também com base nos custos de composições do Sinapi, está na ordem de R\$ 3.386,51.

Ainda, com as simulações na quadra padrão, o reservatório de detenção com volume de 1,50 m³, com inserção parcial de chuva, também apresentou bom desempenho quanto à atenuação, e nos permite concluir que as atenuações das vazões de pico são perfeitamente possíveis com o uso deste. Sua eficiência foi de 78,07% para a vazão do lote e 25,91% na atenuação da vazão na sarjeta para a quadra padrão. Possui o menor volume entre os três reservatórios estudados, com custo de construção viável, cuja estimativa, também com base nos custos de composições do Sinapi, está na ordem de R\$ 2.245,17.

Já na simulação hidrológica da sub-bacia estudada, foi verificado que a atenuação dos picos de vazão pelos reservatórios de detenção teve um desempenho satisfatório, haja vista que as eficiências foram 32,23% e 24,27% para os reservatórios com capacidade de 5,015m³ e 3,25 m³, respectivamente, para o período de retorno de 100 anos. Para as chuvas com período de retorno de 20 anos, as eficiências foram de 34,0%, 20,19% e 15,47% para os reservatórios com capacidade de 5,015m³, 3,25 m³ e 1,50 m³, respectivamente.

Possivelmente, o desempenho caiu devido à heterogeneidade dos trechos em relação ao número de lotes existentes em cada trecho estipulado, evidenciado pelo cálculo da relação área dos lotes pela área total do trecho, que especifica a menor ou maior existência de lotes na área.

Porém, mesmo com o decaimento das eficiências, o fato também permite ainda concluir que as atenuações das vazões de pico são perfeitamente possíveis com o uso deste dispositivo para muitas chuvas estudadas.

Considera-se ainda que o reservatório de detenção domiciliar retira a água excedente de ruas e sarjetas, em conjunto com a microdrenagem, enquanto que o grande reservatório não, pois encontra-se a jusante da área drenada, e ainda, sua manutenção pode chegar a níveis irrisórios se comparada à manutenção de um “piscinão”.

Assim, a utilização desses reservatórios individuais, inseridos na microdrenagem, pode ser viável se comparado ao custo de construção e manutenção de um grande reservatório de detenção (piscinão), inserido no sistema de macro-drenagem. Vale levar em consideração que o “piscinão” não retira a água em excesso das sarjetas, apenas recolhe as águas à jusante da bacia, não evitando os transtornos de águas excedentes pelas ruas e calçadas e o carregamento de lixo depositado em ruas, e ainda, necessita de grandes áreas para sua implantação.

Assim, a implantação dos reservatórios de detenção domiciliares nos lotes da bacia urbanizada do Córrego da Lagoinha poderá se mostrar eficiente no amortecimento das vazões de pico dos hidrogramas urbanizados, possibilitando o escoamento de chuvas mais intensas pelo sistema de galerias desenvolvido para uma chuva de menor período de retorno.

Do ponto de vista ambiental, a implantação do reservatório de detenção domiciliar, também poderá se mostrar uma boa solução para o problema de escoamento superficial, uma vez que não provocará impactos como dos grandes reservatórios de detenção.

4.2 Sugestões

A necessidade da continuidade deste estudo fica evidente, uma vez que, a variabilidade de modelos adotáveis para o reservatório de detenção domiciliar é grande. Destaca-se ainda que, mesmo diante da utilização de teorias consagradas da hidrologia, há necessidades de adequação de muitos modelos hidrológicos à realidade brasileira. A pretensão deste trabalho é iniciar uma das várias possibilidades de investigação no que se refere ao tema dessa natureza, agora que o país desperta para esta nova ideologia de atenuação do escoamento superficial pela hidrologia urbana.

Trabalhos futuros necessitariam de dados pesquisados para calibração e adequação à realidade brasileira dos modelos matemáticos de simulação chuva-vazão com o intuito de determinar os hidrogramas de saída das bacias em estudo, com maior garantia da estimativa.

Torna-se necessário que novos estudos reestruturem o dispositivo de detenção com inserção parcial da água pluvial, verificando o dimensionamento aqui proposto, para se obter uma melhor eficiência, conjuntamente com menores dimensões para o elemento de amortecimento.

Também sugere-se a verificação do período de retorno das chuvas do município para os anos subseqüentes e sua distribuição temporal, caso outros eventos venham acontecer, reestruturando melhor as condições das variáveis empregadas em estudos futuros.

Verificação do número de curva CN, tornando-o mais próximo possível da realidade, pois a sua utilização é extremamente sensível quando da alteração de seu valor nas equações cujos cálculos necessitam seu emprego e as construções possuem características próprias e de grande variabilidade.

Nos estudos referentes à simulação hidrológica, em nível de bacia hidrográfica, com emprego ou não dos reservatórios de detenção, utilizando-se da programação *Visual Basic for Applications (VBA)*, procurar torná-la o mais próximo da realidade desde o lançamento das águas pluviais pelos lotes urbanos, para que se possa verificar a propagação da cheia entre o reservatório e a seção final da bacia.

Concluindo, a eficiência nas soluções depende principalmente de um programa de coleta de dados pluviométricos e distribuição temporal, com o cuidado no emprego de modelos matemáticos e na programação computacional nas simulações hidrológicas. Esta deve ser, portanto, a preocupação básica para o desenvolvimento de qualquer trabalho que envolve este tema.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE FILHO, A. G.; SZÉLIGA, M. R.; SZESZ, J. R. S. *Utilização de Micro-reservatórios de retenção para Atenuação de Inundações em Bacias Urbanas*. Publicatio UEPG, p.47-68, 2000. Disponível em: <<http://publicatio.uepg.br/index.php/exatas/article/view/131/5>>. Acesso em: 01/04/2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10844: Instalações prediais de águas pluviais*. Rio de Janeiro, 1989.

ATEHORTÚA, M. R. *Análise comparativa da geomorfologia, solos e uso da terra nos municípios de Puerto López (Colômbia) e Uberlândia (Brasil)*. 2004. 180 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Instituto de Geografia, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia. 2004.

AUGUSTO, D. L. *Concepção, modelagem e detalhamento de um reservatório de retenção em praça, como alternativa para o controle de cheias na bacia do Rio Guerengué*. 2008. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2008. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/teses/mestrado/Novas_2008/teses/AUGUSTO_DL_08_T_M.pdf>. Acesso em: 28/01/2012.

AZEVEDO NETTO, J. M. A. *Manual de hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1998.

BARROS, Raphael T. de V. et al. *Manual de saneamento e proteção ambiental para municípios*. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 1995. 221 p, vol 02.

BRASIL. Constituição (1988). *Constituição da República Federativa do Brasil*. Brasília, DF: Senado, 1998.

BROTAS. Lei Complementar Municipal nº 0012/2006, de 22 de novembro de 2006. Institui o plano diretor do município de Brotas, e dá outras providências. Seção de Protocolo, Expediente e Arquivo, Brotas, SP, 22 nov 2006. Disponível em: <<http://www.brotas.sp.gov.br/>>. Acesso em: 13/09/2007.

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CARVALHO, E. T. L.; SALES, M. M.; VARGAS, C. A. L. *Desempenho de poços de infiltração como mecanismo de controle de drenagem urbana*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba, Resumos... Goiânia: UFG, 2005.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. Departamento de Águas e Energia Elétrica. *Drenagem urbana: manual de projeto*. 2. ed. Corrigida. São Paulo, 1980.

Estado pagará parte dos custos com limpeza de piscinões do ABC. Jornal Repórter Diário, São Paulo, 03 mai. 2007. Disponível em: <<http://www.reporterdiario.com.br/Noticia/40915/estado-pagara-parte-dos-custos-com-limpeza-de-piscinoes-do-abc/>>. Acesso em: 10 jun. 2011.

ESTEVES, R. L.; MENDIONDO, E. M. Análise comparativa entre equações e observações do tempo de concentração em uma bacia urbana de São Carlos–SP. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 15., 2003, Curitiba. Curitiba: ABRH, 2003. Disponível em: <[http://www.shs.eesc.usp.br/pessoal/docentes/technotes%5C31%5C Esteves-Mendiondo-ABRH-XV-SBRH-Curitiba-2003.pdf](http://www.shs.eesc.usp.br/pessoal/docentes/technotes%5C31%5C%20Esteves-Mendiondo-ABRH-XV-SBRH-Curitiba-2003.pdf)>. Acesso em: 19/04/2008.

FONSECA, J. S.; MARTINS, G. A.; TOLEDO, G. L. *Estatística aplicada*. 2. ed. São Paulo: Atlas, 1985.

FRANCO, E. F. *Dimensionamento do controle de bacias de retenção das águas pluviais com base no método racional*. 2004. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos) da Universidade Federal do Paraná, Paraná. 2004. Disponível em: <http://www.ppgerha.ufpr.br/dissertacoes/files/085-Edu_Jose_Franco.pdf>. Acesso em: 28/01/2012.

GOOGLE MAPS: imagem de satélite. Disponível em: <http://maps.google.com.br/maps?utm_campaign=pt_BR&utm_source=pt_BR-ha-latam-br-bk-gm&utm_medium=ha&utm_term=google%20map>. Acesso em: 30/01/2008.

Governo estadual pretende manter 17 piscinões do ABC. *Diário Regional*, São Paulo, 17 mar. 2011. Disponível em: <http://www.diarioregional.com.br/view_news.php?id_news=4842>. Acesso em: 10 jun. 2011.

HOUAISS, A. *Dicionário básico escolar kougan-larousse*. Rio de Janeiro: Larousse do Brasil, 1981.

HUFF, F. A. *Time Distributions of Heavy Rainstorms in Illinois*. Champaign: Illinois State Water Survey, Circular 173, 1990. Disponível em: <<http://www.sws.uiuc.edu/atmos/statecli/RF/circular173.pdf>>. Acesso em: 09/08/2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. *Estatística do século XX*. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/presidencia/noticias/29092003estatisticasecxxhtml.shtm>>. Acesso em: 09/08/2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. *Indicadores Sociais Mínimos*. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/indicadoresminimos/notasindicadores.shtm>>. Acesso em: 01/03/2012.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. *Síntese de Indicadores Sociais. Uma Análise das Condições de Vida da População Brasileira 2010*. Disponível em:

<http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaoodevida/indicadoresminimos/sinteseindicisociais2010/SIS_2010.pdf>. Acesso em: 01/03/2012.

JABOTICABAL. Lei Complementar nº 44, de 29 de dezembro de 2.000. Dispõe sobre a revisão quinquenal do Plano Diretor do Município de Jaboticabal, instituído pela Lei Complementar nº 19, de 08 de julho de 1.994, e dá outras providências. Setor de Secretaria Geral, Jaboticabal, SP, 29 dez 2.000. Disponível em: <http://www.jaboticabal.sp.gov.br/jaboticabal/downloads/?&dir=dwn/leis_compl/&filename=LeiC44-PlanoDiretor.pdf>. Acesso em: 13/09/2007.

JUSTINO, E. A. *Estudo do controle do escoamento superficial com o uso de reservatório de retenção na bacia do Córrego Lagoinha, município de Uberlândia-MG*. 2004. 199 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia. 2004.

LAZARI, J. A. P. *Evolução histórica do conceito de drenagem*. Disciplina ST 306-Hidrologia e drenagem. CESET – Universidade de Campinas, [2007]. Disponível em: <<http://www.ceset.unicamp.br/~joaquiml/ST%20306/Introdu%E7%E3o%20a%20Hidrologia%20e%20Drenagem.ppt>>. Acesso em: 09/08/2007.

LINSLEY, R. K., FRANZINI, J. B. *Engenharia de recursos hídricos*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo; 1978. 798 p.

MEDEIROS FILHO, C. F. *História da drenagem*. Disciplina Saneamento Básico. Universidade Federal de Campina Grande, 2002. Disponível em: <http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/HDren_01.html>. Acesso em: 05/02/2007.

MELLO, C. R.; SILVA, A. M. *Métodos estimadores dos parâmetros da distribuição de Gumbel e sua influência em estudos hidrológicos de projeto*. Revista Irriga, v.10, n.4, p. 318-334, nov./dez., 2005. Botucatu. Disponível em: <<http://scholar.google.com.br/scholar?q=m%C3%A9todo+de+gumbel&hl=pt-BR&lr=>>>. Acesso em: 28/01/2012.

NAGHETTINI, M. C. *A bacia Hidrográfica*. Fundação Assis Gurgacz. Disponível em: <<http://www.fag.edu.br/professores/muller/bacia%20hidrografica.doc>>. Acesso em: 19/02/2008.

NAKAZONE, L. M. Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU. Dissertação de Mestrado em Hidráulica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-13042006-210759/>>. Acesso em: 24/04/2007.

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.

O'LOUGHLIN, G., BEECHAM, S., LEES, S., ROSE, L., NICHOLAS, D. *On-site stormwater detention systems in Sydney*. Novatech, p. 549-556, 1995. Disponível em: <<http://www.efn.uncor.edu/departamentos/hidraul/hidrologia/Auxiliar/95-071.pdf>>. Acesso em: 01/04/2010.

O2 ENGENHARIA. *Drenagem urbana pluvial*. Disponível em: <<http://www.o2engenharia.com.br/drenagem.htm>>. Acesso em: 12/09/2007.

Obras de piscinão de Poá começam em setembro a custo de R\$ 40 milhões. Diário de Suzano, Suzano, 14 mai. 2011. Disponível em: <<http://www.diariodesuzano.com.br/main4/conteudo.php?cod=257973&data=2011-05-14>>. Acesso em: 10 jun. 2011.

Para Alckmin, “a culpa é das chuvas”. Clipping Seleção de Notícias, Brasília, 02 mar. 2011. Disponível em: <<http://clippingmp.planejamento.gov.br/cadastros/noticias/2011/3/2/para-alckmin-201ca-culpa-e-das-chuvas201d/>>. Acesso em: 10 jun. 2011.

POMPÊO, C. A. *Hidrologia da bacia do Itacorubi*. UFSC, Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2002. Disponível

em: <<http://www.labdren.ufsc.br/pesquisa/itacorubi/index.php?secao=pddu>>. Acesso em: 20/07/2007.

PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERLÂNDIA (MG). Projeto 2004: foto aérea. Uberlândia, 2004. 1 fotografia aérea. Escala 1:8.000. Fx 15, n. 15-19, Fx 16, n. 18-23, Fx 17, n. 17-21.

REANI, R. T.; SEGALLA, R. *A Situação do esgotamento sanitário na ocupação periférica de baixa renda em áreas de mananciais: conseqüências ambientais no meio urbano*. Disponível em: <http://www.anppas.org.br/encontro_anual/encontro3/arquivos/TA285-05032006-214528.DOC>. Acesso em: 19/07/2007.

RIGHETTO, A. M. *Hidrologia e recursos hídricos*. São Carlos: Ed. EESC/USP, 1998.

SÃO CARLOS. Lei nº 13.246, de 27 de novembro de 2003. Dispõe sobre a construção de reservatório de detenção ou retenção de águas em conjuntos habitacionais, áreas comerciais e industriais, loteamentos ou parcelamentos em áreas urbanas. São Carlos, SP, 06 nov 2006. Disponível em: <<http://www.saocarlos.sp.gov.br/>>. Acesso em: 04/03/2008.

SECRETARIA DE ESTADO DE ENERGIA, RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO. Departamento de Águas e Energia Elétrica. *Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas*. São Paulo, DAEE, 2005.

SILVA, M. K. *Modelo para pré-dimensionamento de bacias de detenção para controle da poluição difusa das águas pluviais no município de Porto Alegre*. 2009. 140 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2009. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/34135/000786263.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 28/01/2012.

SILVA, R. M. *Bairro Shopping Park: planejamento de transportes – sinalização viária*. In: SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOGRAFIA “PERSPECTIVAS PARA O CERRADO NO SÉCULO XXI”, 2., 2003, Uberlândia. Anais... Uberlândia: UFU, 2003. p. 2-2., Disponível em: <<http://www.ig.ufu.br/2srg/5/5-166.pdf>>. Acesso em: 17/10/2007.

SILVEIRA, A. L. L. *Hidrologia urbana no Brasil*. Porto Alegre: ABRH Publicações, nº 3, Editora da Universidade, 1998. Disponível em: <<http://www.iph.ufrgs.br/grad/disciplinas/dhh/iph01014/Hidrologia%20urbana%20no%20Brasil.pdf>>. Acesso em: 29/08/2007.

SILVEIRA, G. M. *Análise de sensibilidade de hidrogramas de projeto aos parâmetros de sua definição indireta*. 2010. 244 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2010. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-17082010-125920/pt-br.php>>. Acesso em: 28/01/2012.

SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caderno de custos de composições – sintético. Disponível em: <http://downloads.caixa.gov.br/_arquivos/sinapi/relat_serv_abr_11/Servicos_MG_OUT11.pdf>. Acesso em: 16/01/2012.

SOARES, B. R. *Habitação e produção do espaço em Uberlândia*. 1988. 236 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1988.

STUDART, T. M. C. Propagação de enchentes. Disciplina Hidrologia. UFC- Universidade Federal do Ceará. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, (2007). Disponível em: <http://www.deha.ufc.br/ticiana/Arquivos/Graduacao/Apostila_Hidrologia_grad/Cap_11_Propagacao_de_Enchentes.pdf>. Acesso em: 28/02/2008.

TOMAZ, P. *Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais*. 1. ed. São Paulo: Editora Navegar, 2002.

TUCCI, C. E. M. *Avaliação e controle da drenagem urbana*. 2. ed. Porto Alegre: Ed. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2000.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. *Drenagem urbana*. 1. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

UBERLÂNDIA. Lei Complementar nº 245, de 30 de novembro de 2000. Dispõe sobre o parcelamento e zoneamento do uso e ocupação do solo do município de Uberlândia e revoga a lei complementar nº 224 de 23 de dezembro de 1999 e suas alterações posteriores. Disponível em: <http://www3.uberlandia.mg.gov.br/home_legislacao.php?id=655>. Acesso em: 09/08/2007.

UBERLÂNDIA. Lei Complementar nº 374 de 27 de agosto de 2004. Estabelece o sistema viário básico da cidade de Uberlândia, revoga as leis nºs 4868 de 22 de dezembro de 1988 e 6439 de 28 de novembro de 1995 e dá outras providências. Disponível em: <http://www3.uberlandia.mg.gov.br/home_legislacao.php?id=773>. Acesso em: 09/08/2007.

UBERLÂNDIA. Lei Complementar nº 448, de 28 de maio de 2007. Altera a Lei Complementar nº 245/00, que “Dispõe sobre o parcelamento e zoneamento do uso e ocupação do solo do município de Uberlândia”. Disponível em: <http://www3.uberlandia.mg.gov.br/home_legislacao.php?id=773>. Acesso em: 09/08/2007.

UBERLÂNDIA. Lei nº 4808, de 26 de outubro de 1988. Aprova o código de obras do município de Uberlândia e dá outras providências. Disponível em: <http://www3.uberlandia.mg.gov.br/home_legislacao.php?id=750>. Acesso em: 09/08/2007.

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

WILKEN, P. S. *Engenharia de drenagem superficial*. São Paulo: CETESB, 1978.
