



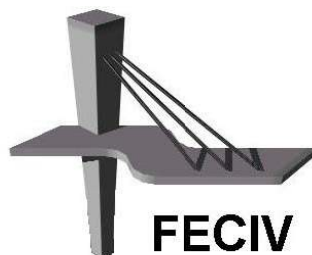
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**USO DE MODELO HIDROLÓGICO EM BACIA  
HIDROGRÁFICA URBANA PARA PREVISÃO DE  
ENCHENTES. ESTUDO DE CASO: MICROBACIA  
DO CÓRREGO JATAÍ – UBERLÂNDIA/MG.**

**VICTOR SCATES DIAS**

**UBERLÂNDIA, FEVEREIRO DE 2015**



**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**



**Victor Scates Dias**

**USO DE MODELO HIDROLÓGICO EM BACIA  
HIDROGÁFICA URBANA PARA PREVISÃO DE  
ENCHENTES. ESTUDO DE CASO: MICROBACIA DO  
CÓRREGO JATAÍ - UBERLÂNDIA/MG.**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**Orientador: Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira**

Uberlândia, fevereiro de 2015

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

---

D541u      Dias, Victor Scates, 1988-  
2015      Uso de modelo hidrológico em bacia hidrográfica urbana para  
previsão de enchentes. Estudo de caso: Microbacia do Córrego Jataí -  
Uberlândia/MG / Victor Scates Dias. - 2015.  
154 f. : il.

Orientador: Carlos Eugênio Pereira.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Hidrologia - Teses. 3. Controle de  
inundações - Teses. 4. Jataí, Córrego (MG) - Teses. I. Pereira, Carlos  
Eugênio. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

---

CDU: 624



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

**ATA Nº:** 135/2015

**CANDIDATO:** Victor Scates Dias

**ORIENTADOR:** Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira

**TÍTULO:** "Uso de modelo hidrológico em bacia hidrográfica urbana para previsão de enchentes.  
Estudo de caso: microbacia do córrego Jataí – Uberlândia/MG"

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

**LINHA DE PESQUISA:** Recursos Hídricos e Saneamento

**DATA DA DEFESA:** 26 de fevereiro de 2015

**LOCAL:** Sala de Projeções da FECIV

**HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA:** 9h e 12h 15 minutos

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: Seguir as recomendações da banca.

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

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

Barbassa  
Membro externo: **Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa – DECIV/UFSCar**

José Eduardo Alamy Filho  
Membro interno: **Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho – FECIV/UFU**

Uberlândia, 26 de fevereiro de 2015.

# AGRADECIMENTOS

---

Agradeço a Deus por me capacitar a realizar este trabalho, me sustentar nos momentos difíceis e por me dar a oportunidade de salvação através de seu filho Jesus Cristo.

À minha esposa Laysa pela paciência e apoio durante todo este tempo me inspirando a continuar e nunca desistir, se doando de maneira tão intensa e me ajudando a vencer mais uma etapa.

Aos meus pais por me incentivarem nos estudos e me ensinarem com seu exemplo tantas virtudes. Jamais poderei retribuir o que fizeram por mim, por isso quero agradecê-los e honrá-los neste momento tão relevante de minha vida.

Aos meus irmãos e seus cônjuges Cássio e Fernanda, Juline e Mauro e Humberto e Mariana pela presença agradável, companheirismo, amizade e exemplo que são para mim.

À minha tia Eliana pelo auxílio na correção deste trabalho, sempre disposta a me ajudar e contribuir com sua experiência e ao amigo Emiliano pelos auxílios e conselhos.

Aos meus avós Ary, Helena e Sebastiana pela grande referência de esforço e integridade que são para mim. Sua dedicação em tudo o que fazem me inspira a buscar o crescimento.

Aos meus amigos que torcem por mim, em especial ao Pedro e Lauro, grandes amigos que sempre estiveram ao meu lado, ao Jonathan, Elton e Luís Felipe por serem companheiros e compreenderem os momentos em que estive ausente.

Ao meu amigo e orientador, Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira, pelo auxílio, correções e contribuições para o desenvolvimento da dissertação e ao geógrafo e amigo Vinícius que me auxiliou na elaboração dos diversos mapas.

Por fim à Universidade Federal de Uberlândia e à Faculdade de Engenharia Civil, que forneceram o apoio necessário à realização da pesquisa.

Dias, V. S. Uso de modelo hidrológico em bacia hidrográfica urbana para previsão de enchentes. Estudo de caso: microbacia do córrego Jataí – Uberlândia/MG. 154 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015.

## RESUMO

---

O rápido crescimento urbano de muitas cidades brasileiras no século XX ocorreu sem o planejamento e infraestrutura adequados. Nessas cidades, as enchentes causam grandes prejuízos materiais e humanos todos os anos. Diante disso, é dever das autoridades e comunidade propor e implementar medidas de controle de enchentes após estudos detalhados das características da bacia hidrográfica. Neste sentido, foram realizadas simulações hidrológicas da microbacia hidrográfica do córrego Jataí, em Uberlândia/MG, com a utilização do *software* ABC – Análise de Bacias Complexas da Universidade de São Paulo, considerando o período de retorno de 100 anos para a chuva de projeto. Esta microbacia possui área de 15,99 km<sup>2</sup> e foi discretizada por sub-bacias considerando o uso e ocupação do solo nos cenários de urbanização atual e crítico (bacia plenamente urbanizada e ocupada). Nas simulações foram considerados os reservatórios de amortecimento existentes na área de estudo, além de se propor a implantação de um reservatório de amortecimento paralelo próximo ao exutório da microbacia. As sub-bacias 02 e 08 simuladas isoladamente no cenário crítico forneceram as maiores vazões máximas de 193,17 e 162,78 m<sup>3</sup>/s respectivamente. Além disso, os reservatórios de amortecimento 02 e 05 apresentaram as maiores reduções das vazões de pico do hidrograma de entrada com reduções máximas de 86,3 e 76,6% no cenário atual respectivamente. A proposta de implantação do reservatório de amortecimento paralelo permitiu a redução das vazões de pico no exutório em 26,8% de 211,65 para 154,87 m<sup>3</sup>/s no cenário atual e em 22,3% de 262,28 para 203,86 m<sup>3</sup>/s no cenário crítico. Diante dos resultados obtidos, conclui-se que os reservatórios de amortecimento têm função importante no controle do escoamento superficial, sendo necessária e urgente a implantação de novas medidas de controle de enchentes na microbacia do córrego Jataí para reduzir os transtornos causados por chuvas intensas.

**Palavras-chave:** Simulação hidrológica – Previsão de enchentes – Drenagem Urbana – Reservatórios de amortecimento – Atenuação de vazões de pico.

Dias, V. S. Usage of hydrological model in urban watershed for flood forecasting. Case study: Jataí stream watershed - Uberlândia/MG. 154 p. MSc dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2015.

## ABSTRACT

---

The rapid urban growth in many Brazilian cities in the twentieth century occurred without the proper planning and infrastructure. In these cities, floods cause great material and human losses every year. Therefore, the authorities and community must propose and implement flood control measures after detailed studies of the characteristics of the watershed. Thus, hydrological simulations of the stream Jataí watershed located in Uberlândia/MG, was performed using the software ABC - Complex Watershed Analysis, from the University of São Paulo considering the return period of 100 years for the project rain. This watershed has an area of 15.99 km<sup>2</sup> and was discretized by sub-basins considering the land use and occupation at the current urbanization and critical scenario (fully urbanized and occupied basin). The damping reservoir existent in the study area were considered in the simulations and it was proposed the implementation of a parallel damping reservoir near to the watershed output. The sub-basins 02 and 08 simulated alone at the critical scenario provided the highest maximum flow rates of 193.17 and 162.78 m<sup>3</sup>/s respectively. Furthermore, the damping reservoirs 02 and 05 showed the largest decreases of input hydrogram peak flow with maximum reductions of 86.3 and 76.6% respectively at the current urbanization scenario. The implementation of the proposed parallel damping reservoir allowed the reduction of peak flows at the basin outlet of 26.8% from 211.65 to 154.87 m<sup>3</sup>/s in the current scenario and 22.3% reduction from 262.28 to 203, 86 m<sup>3</sup>/s at the critical urbanization scenario. Based on these results, it is possible to conclude that the damping reservoirs are very important to control runoff and it is necessary and urgent to implement new flood control measures in the Jataí stream watershed to reduce the inconvenience caused by heavy intensity rains.

**Keywords :** Hidrologic simulation – Flood forecasting – Urban drainage – Damping reservoir – Peak flow attenuation.

# SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

---

## SÍMBOLOS

km	– quilômetro
°C	– graus Celsius
h	– altura
%	– porcentagem
$\alpha$	– coeficiente alfa
h	– hora
s	– segundo
m	– metros
mm	– milímetros
m <sup>2</sup>	– metros quadrados
m <sup>3</sup>	– metros cúbicos
m <sup>3</sup> /s	– metro cúbico por segundo
m/s	– metros por segundo
km <sup>2</sup>	– quilômetro quadrado

## ABREVIATURAS

min.	– minutos
n.º	– número
p.	– página
ed.	– edição
cap.	– capítulo
etc.	– et cetera
ex.	– exemplo
fig.	– figura
av.	– avenida



obs. – observação  
urb. – urbanização  
pond. – ponderado

## **SIGLAS**

*ABNT* – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
*ABRH* – Associação Brasileira de Recursos Hídricos  
*AIDC* – Área Impermeável Diretamente Conectada  
*AINC* – Área Impermeável Não Conectada  
*CN* – número de curva  
*DAEE* – Departamento de Água e Energia Elétrica  
*SCS* – Soil Conservation Service  
*NRCS* – Natural Resources Conservation Service  
*PDMU* – Plano Diretor do Município de Uberlândia  
*PDDU* – Plano Diretor de Drenagem Urbana  
*APP* – Área de Preservação Permanente  
*ABC* – Análise de Bacias Complexas  
*IBGE* – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
*IGAM* – Instituto de Gestão das Águas de Minas Gerais  
*MG* – Minas Gerais  
*ANA* – Agência Nacional de Águas  
*CPRM* – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais  
*PMU* – Prefeitura Municipal de Uberlândia  
*SIG* – Sistema de Informação Geográfica  
*UFU* – Universidade Federal de Uberlândia  
*USP* – Universidade de São Paulo  
*UTM* – Universal Transversa de Mercator  
*SMPU* – Secretaria Municipal de Planejamento Urbano  
*SMO* – Secretaria Municipal de Obras

# LISTA DE ILUSTRAÇÕES

---

Figura 1.1 - Pontos de interdição da avenida Anselmo Alves dos Santos na ocorrência de chuvas intensas.....	19
Figura 1.2 - Interdições nas regiões próximas ao encontro da avenida Anselmo Alves dos Santos e Governador Rondon Pacheco.....	19
Figura 2.1 - Ciclo hidrológico.....	21
Figura 2.2 – Hidrogramas pré e pós urbanização.....	25
Figura 2.3 - Fluxograma de modelos hidrológicos.....	26
Figura 2.4 – Composição típica do solo.....	34
Figura 2.5- Fluxograma da estrutura do <i>software</i> ABC.....	38
Figura 2.6 – Interface do <i>software</i> ABC.....	39
Figura 2.7 – Pavimento permeável.....	41
Figura 2.8 – Reservatório de detenção em área de recreação.....	42
Figura 2.9 – Diques de proteção.....	43
Figura 2.10 – Resultados da retificação dos cursos de água nos hidrogramas.....	43
Figura 2.11 – Renaturalização de cursos de água.....	44
Figura 2.12 – Bacia de detenção em planta.....	45
Figura 2.13 – Perfil de bacia de detenção.....	45
Figura 2.14 – Regulamentação da zona inundável.....	48
Figura 2.15 – Monitoramento do nível do rio Doce em Aimorés.....	49
Figura 2.16 - Fluxograma das atividades principais de planejamento de sistemas de drenagem urbana.....	53

Figura 3.1 – Localização da área de estudo.....	55
Figura 3.2 – Bairros na microbacia do córrego Jataí.....	55
Figura 3.3 – Gráfico climático de Uberlândia.....	56
Figura 3.4 – Perfil geológico transversal do vale do córrego Jataí.....	57
Figura 3.5 – Localização das sub-bacias da microbacia do córrego Jataí.....	62
Figura 3.6 – Redes de drenagem principais da microbacia do córrego Jataí.....	63
Figura 3.7 – Seção do conduto 04.....	64
Figura 3.8 – Amortecimento de hidrograma para diferentes valores de X.....	66
Figura 3.9 – Posição dos reservatórios de amortecimento na microbacia do córrego Jataí.....	67
Figura 3.10 – Entrada de água do reservatório de retenção 05.....	68
Figura 3.11 – Vertedor do reservatório 05.....	69
Figura 3.12 – Reservatório 02.....	71
Figura 3.13 – Detalhe do vertedor do reservatório 02.....	73
Figura 3.14 – Comparação da chuva acumulada do evento de 2002 com a curva de Huff no 1º quartil e 50% de probabilidade.....	80
Figura 4.1 – Tipos de solo na bacia.....	84
Figura 4.2 – Uso e ocupação do solo – urbanização atual.....	86
Figura 4.3 – Uso e ocupação do solo – urbanização crítica.....	88
Figura 4.4 – Declividade média das sub-bacias.....	90
Figura 4.5 – Curva Cota x Volume dos reservatórios 01, 03, 04 e 05.....	94
Figura 4.6 – Curva Cota x Vazão dos reservatórios 01, 03, 04 e 05.....	95

Figura 4.7 - Curva Cota x Volume de espera do reservatório 02 .....	96
Figura 4.8 - Curva Cota x Vazão do reservatório 02.....	97
Figura 4.9 – Gráfico de distribuição temporal da chuva de projeto.....	98
Figura 4.10 – Estrutura da simulação no ABC.....	98
Figura 4.11 – Simulação da sub-bacia 06 – Urbanização atual.....	100
Figura 4.12 – Simulação da sub-bacia 06 – Urbanização crítica.....	101
Figura 4.13 – Esquema de vertedor do tipo poço circular.....	102
Figura 4.14 – Simulação do reservatório 02 – Urbanização atual.....	105
Figura 4.15 – Simulação do reservatório 02 – Urbanização crítica.....	106
Figura 4.16 – Simulação do conduto 04 – Urbanização atual.....	107
Figura 4.17 – Simulação do conduto 04 – Urbanização crítica.....	108
Figura 4.18 – Localização do reservatório proposto.....	109
Figura 4.19 – Esquema de reservatório paralelo.....	110
Figura 4.20 – Curva cota x volume do reservatório paralelo proposto.....	111
Figura 4.21 – Simulação do reservatório paralelo proposto – urbanização atual.....	112
Figura 4.22 – Simulação do reservatório paralelo proposto – urbanização crítica.....	113

---

# LISTA DE TABELAS

---

Tabela 2.1 – Causas e efeitos da urbanização nos processos de enchentes.....	24
Tabela 2.2 – Principais fontes de erros e incertezas em simulações com modelos hidrológicos.....	29
Tabela 3.1 – Dados dos reservatórios de detenção 01, 03, 04 e 05.....	69
Tabela 3.2 – Cota x área x volume do reservatório 02.....	72
Tabela 3.3 – Dados dos extravasores do reservatório 02.....	72
Tabela 3.4 – Número de curva (CN) para diferentes tipos de ocupação e tipo de solo – condição II de umidade do solo.....	75
Tabela 3.5 – Condições de umidade antecedente dos solos no método do SCS.....	75
Tabela 3.6 - Coeficientes de rugosidade de Manning.....	78
Tabela 4.1 – Dados fisiográficos da microbacia do córrego Jataí.....	82
Tabela 4.2 – Parâmetros morfométricos da bacia do córrego Jataí.....	83
Tabela 4.3 – Tipos de solo por sub-bacias.....	83
Tabela 4.4 – Uso e ocupação do solo por sub-bacias – urbanização atual.....	85
Tabela 4.5 – Áreas permeáveis, impermeáveis, AIDC e AINC – urbanização atual.....	87
Tabela 4.6 – Uso e ocupação do solo por sub-bacias – urbanização crítica.....	87
Tabela 4.7 – Áreas permeáveis, impermeáveis, AIDC e AINC – urbanização crítica.....	88
Tabela 4.8 – Declividade média das sub-bacias.....	89
Tabela 4.9 – Declividade média da rede de drenagem principal.....	90
Tabela 4.10 – Número de curva (CN) ponderado de cada sub-bacia.....	91
Tabela 4.11 – Tempo de concentração para cada sub-bacia – urbanização atual.....	92

Tabela 4.12 – Tempo de concentração para cada sub-bacia – urbanização crítica.....	92
Tabela 4.13 – Tempo de trânsito nos condutos.....	93
Tabela 4.14 – Cota x Área x Volume dos reservatórios de detenção 01, 03, 04 e 05.....	94
Tabela 4.15 – Cota x Vazão dos reservatórios 01, 03, 04 e 05.....	95
Tabela 4.16 - Cota x Volume de espera x Vazão - reservatório 02.....	96
Tabela 4.17 – Distribuição temporal da chuva de projeto.....	97
Tabela 4.18 – Resumo dos hidrogramas das simulações de cada sub-bacia isoladamente.....	99
Tabela 4.19 – Coeficiente de vazão em vertedor do tipo poço circular.....	103
Tabela 4.20 – Adequação dos vertedores proposta para o cenário de urbanização atual.....	103
Tabela 4.21 – Adequação dos vertedores proposta para o cenário de urbanização crítico....	104
Tabela 4.22 – Resumo das simulações dos reservatórios de amortecimento.....	104
Tabela 4.23 – Resumo das simulações nos condutos.....	107
Tabela 4.24 – Dados do reservatório paralelo proposto.....	110
Tabela 4.25 – Resumo da simulação com o reservatório paralelo proposto.....	111

# SUMÁRIO

---

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>16</b>
<b>1.1 OBJETIVOS .....</b>	<b>17</b>
1.1.1 OBJETIVO GERAL .....	17
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
<b>1.2 JUSTIFICATIVAS .....</b>	<b>18</b>
 <b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	 <b>21</b>
<b>2.1 O CICLO HIDROLÓGICO NA BACIA HIDROGRÁFICA .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2 AS ENCHENTES URBANAS .....</b>	<b>23</b>
<b>2.3 ESTUDOS DE DRENAGEM URBANA EM BACIAS HIDROGRÁFICAS     UTILIZANDO MODELOS CHUVA X DEFLÚVIO .....</b>	 <b>25</b>
2.3.1 SIMULAÇÃO, OTIMIZAÇÃO E PREVISÃO NOS MODELOS .....	28
2.3.2 DISCRETIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA .....	29
2.3.3 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS.....	30
2.3.3.1 Morfometria da bacia hidrográfica .....	30
2.3.3.2 Uso e ocupação do solo .....	33
2.3.3.3 Solo.....	34
2.3.3.4 Vegetação.....	35
2.3.4 PARÂMETROS HIDROLÓGICOS E METEOROLÓGICOS (VARIÁVEIS TEMPORAIS DE ENTRADA NOS MODELOS).....	 35
2.3.4.1 Precipitação.....	35
2.3.4.2 Evapotranspiração .....	36
2.3.4.3 Vazão.....	36
2.3.5 SOFTWARES DE MODELAGEM HIDROLÓGICA .....	36
<b>2.4 A DRENAGEM URBANA MODERNA .....</b>	<b>39</b>
2.4.1 MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES.....	40
2.4.1.1 Medidas estruturais .....	40
2.4.1.1.1 Medidas estruturais extensivas.....	41
2.4.1.1.2 Medidas estruturais intensivas .....	42
2.4.1.2 Medidas não-estruturais .....	46

2.4.1.2.1 Zoneamento de áreas de inundação .....	47
2.4.1.2.2 Regulamentação do uso e ocupação do solo.....	48
2.4.1.2.3 Serviço de previsão e alerta de enchente .....	48
<b>2.5 O PLANEJAMENTO URBANO NO CONTEXTO DE DRENAGEM URBANA</b>	<b>50</b>
2.5.1 O CONCEITO DE URBANIZAÇÃO SUSTENTÁVEL .....	50
2.5.2 O PLANO DIRETOR COMO FERRAMENTA DE PLANEJAMENTO URBANO .....	51
2.5.3 O PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA (PDDU).....	52
 <b>3 MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>54</b>
<b>3.1 ÁREA DE ESTUDO .....</b>	<b>54</b>
3.1.1 CLIMA .....	56
3.1.2 VEGETAÇÃO .....	56
3.1.3 SOLOS.....	57
3.1.3.1 Ensaio com infiltrômetro de inundação .....	58
3.1.4 CARACTERÍSTICAS FÍSIOGRÁFICAS E MORFOMÉTRICAS DA BACIA HIDROGRÁFICA.....	59
3.1.5 USO E OCUPAÇÃO DO SOLO .....	59
3.1.5.1 Áreas impermeáveis (AI).....	60
<b>3.2 MODELO HIDROLÓGICO .....</b>	<b>62</b>
3.2.1 DISCRETIZAÇÃO .....	62
3.2.2 REDES E CANAIS PRINCIPAIS.....	63
3.2.3 AMORTECIMENTO DE CHEIAS EM RESERVATÓRIOS .....	67
3.2.3.1 Reservatórios de detenção .....	67
3.2.3.2 Reservatório de retenção.....	70
3.2.3.3 Cálculo do amortecimento.....	73
3.2.4 DETERMINAÇÃO DA CHUVA EXCEDENTE.....	74
3.2.5 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO.....	77
3.2.5.1 Tempo de escoamento superficial e fluvial.....	77
3.2.5.2 Tempo de escoamento em canais.....	77
3.2.5 PRECIPITAÇÃO DE PROJETO.....	79



<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>82</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO DA MICROBACIA DO CÓRREGO JATAÍ .....	82
4.1.1	MORFOMETRIA DA BACIA .....	82
4.1.2	TIPOS DE SOLO .....	83
4.1.3	USO E OCUPAÇÃO DO SOLO .....	85
4.1.3.1	Condição de urbanização atual .....	85
4.1.3.2	Condição de urbanização crítica .....	87
4.1.4	DECLIVIDADE .....	89
4.1.4.1	Declividade média das sub-bacias .....	89
4.1.4.2	Declividade média da rede de drenagem principal .....	90
4.2	PARÂMETROS DE ENTRADA NO MODELO .....	91
4.2.1	NÚMERO DE CURVA .....	91
4.2.2	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO .....	91
4.2.2.1	Superficial e fluvial .....	91
4.2.2.2	Rede de drenagem principal .....	92
4.2.3	CURVAS COTA X VOLUME E COTA X VAZÃO DOS RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO .....	93
4.2.4	CHUVAS DE PROJETO .....	97
4.3	SIMULAÇÕES HIDROLÓGICAS .....	98
4.3.1	ANÁLISE COMPARATIVA DAS SIMULAÇÕES POR SUB-BACIA NOS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO .....	99
4.3.2	ANÁLISE COMPARATIVA DAS SIMULAÇÕES NOS RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO CONSIDERANDO OS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO .....	101
4.3.3	ANÁLISE COMPARATIVA DAS SIMULAÇÕES NOS CONDUTOS CONSIDERANDO OS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO .....	106
4.3.4	PROPOSTA DE IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIO DE AMORTECIMENTO .....	108
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>114</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>117</b>

<b>APÊNDICE A – ENSAIO COM INFILTRÔMETRO DE</b>	
<b>INUNDAÇÃO.....</b>	<b>123</b>
<b>APÊNDICE B – RESUMO DAS SIMULAÇÕES DAS SUB-BACIAS</b>	
<b>ISOLADAMENTE.....</b>	<b>124</b>
<b>APÊNDICE C – RESUMO DAS SIMULAÇÕES DOS RESERVATÓRIOS</b>	
<b>DE AMORTECIMENTO.....</b>	<b>140</b>
<b>APÊNDICE D – HIDROGRAMAS DAS SIMULAÇÕES NOS</b>	
<b>CONDUTOS .....</b>	<b>150</b>

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

O século XX foi marcado pelo surgimento de grandes aglomerados urbanos. Em muitas cidades brasileiras, o crescimento foi rápido e sem o planejamento e infraestrutura adequados. Nessas cidades, as medidas de prevenção e atenuação de enchentes adotadas se mostram ineficazes quando ocorrem chuvas intensas, resultando em grandes prejuízos, materiais e humanos, todos os anos.

As inundações em várzeas, leitos de rios e áreas topograficamente mais baixas acontecem, independentemente do processo de urbanização porém, em bacias hidrográficas urbanizadas, devido à impermeabilização de ruas, calçadas e lotes, o volume que escoar superficialmente aumenta consideravelmente, quando comparadas à bacias rurais, provocando erosão e enchentes. Além disso, é comum a retificação e canalização de rios e córregos urbanos, provocando aumento nas velocidades de escoamento e picos de enchentes mais rápidos.

No Brasil, as reincidentes tragédias e prejuízos provocados por enchentes e deslizamentos estão diretamente associadas à ação humana, ao contrário de países castigados por fenômenos naturais, como terremotos, vulcões e furacões. Isso porque medidas preventivas como marcos regulatórios municipais e políticas públicas habitacionais poderiam evitar ou amenizar tais prejuízos (SANTOS, 2012).

A política de desenvolvimento urbano visa garantir o desenvolvimento das funções sociais da cidade e garantir o bem estar de seus habitantes (BRASIL, 1988), onde o instrumento básico da política de desenvolvimento e expansão urbana é o Plano Diretor. Nesse instrumento devem ser definidas as diretrizes para minimizar os prejuízos causados por enchentes, por exemplo a Lei de Parcelamento, o Zoneamento do Uso e Ocupação do Solo e a elaboração do Plano Diretor de Drenagem com o cadastro técnico do sistema de drenagem implantado, compatibilizado com as obras existentes, para possibilitar investimentos de forma racional.

Segundo a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH), a gestão dos recursos hídricos deve adotar a bacia hidrográfica como unidade de estudo e gestão para prevenção e defesa contra eventos hidrológicos críticos de origem natural ou decorrentes do uso inadequado dos recursos naturais (BRASIL, 1997). Estes estudos devem considerar as características intrínsecas da bacia hidrográfica e, se possível com ferramentas de modelagem hidrológica e priorizando medidas sustentáveis. Desta forma, é possível ao poder público e comunidade a elaboração de projetos sistêmicos, integrados e eficazes.

A modelagem hidrológica de bacias hidrográficas permite representar as parcelas do ciclo hidrológico para simulações de escoamento em condições diversas, por isso, é utilizada para fins de abastecimento, previsão de enchentes, deslizamentos de terra e outros desastres naturais. No planejamento urbano, onde o crescimento da urbanização e seus efeitos devem ser levados em conta, as simulações através de modelos tornam-se essenciais para fundamentar a tomada de decisão, possibilitando investimentos eficazes e redução dos transtornos causados por inundações e outros desastres naturais.

Diante disso, no presente trabalho, foi feita a simulação hidrológica da microbacia hidrográfica do córrego Jataí para se obter respostas às chuvas máximas esperadas nos cenários de urbanização atual e crítico (bacia plenamente ocupada). Para isso, foi utilizado o *software* ABC (Análise de Bacias Complexas) da Universidade de São Paulo (USP) com discretização da microbacia em sub-bacias o que permitiu simular cada uma isoladamente considerando sua rede de drenagem principal e reservatórios de amortecimento. Por fim, foi feita a simulação da microbacia como um todo para se obter dados de escoamento no exutório. Além disso, foi proposta a implantação de um reservatório de retenção próximo ao exutório para amenizar os efeitos da urbanização no escoamento e evitar a transferência de cheias para regiões à jusante.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 OBJETIVO GERAL**

Propor novas medidas de atenuação de enchentes que aumentem a capacidade de armazenamento da bacia e reduzam o escoamento superficial.

### 1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Promover simulações hidrológicas para previsão de vazões máximas e volumes escoados em cada sub-bacia e no exutório da microbacia do córrego Jataí.
- Avaliar o funcionamento dos reservatórios de amortecimento existentes na bacia diante de chuvas máximas esperadas.
- Propor a construção de novos reservatórios de amortecimento nas regiões que apresentam condições mais favoráveis a inundações.
- Auxiliar na elaboração do Plano Diretor de Drenagem do Município, fornecendo informações úteis ao planejamento como: medidas de controle de enchentes, hietogramas e hidrogramas de chuvas intensas, regiões com maior risco de inundações, dentre outras.

### 1.2 JUSTIFICATIVAS

Apesar de sua grande importância administrativa, turística, comercial e residencial, boa parte da microbacia do córrego Jataí ainda não foi urbanizada. Porém, a construção de novas residências, comércios e indústrias aumentam a área impermeável da bacia a cada ano. A impermeabilização resultante destes processos aumentou significativamente o escoamento superficial na região. Por esse motivo, foram construídos quatro reservatórios de retenção nas partes mais altas e planas da microbacia e criou-se uma rede de drenagem que conduz parte do escoamento superficial do bairro Santa Mônica para o reservatório de retenção do Parque do Sabiá.

As avenidas construídas sobre córregos canalizados na cidade sofrem constantemente com enchentes nas estações chuvosas. Desta forma, a não ser que sejam implantadas medidas mitigadoras eficazes, a intensificação das enchentes e o aumento das áreas atingidas é inevitável à medida que cresce a urbanização. Como exemplo disso, pode-se citar a retificação e canalização do córrego Jataí, sob a avenida Anselmo Alves dos Santos, que permite o rápido escoamento da água que precipita na microbacia, mas não elimina os alagamentos (Figura 1.1).



Portanto, a amenização das enchentes na bacia do córrego São Pedro, em especial na avenida Rondon Pacheco, construída após a retificação e canalização deste córrego, envolve a implantação de medidas de controle na microbacia do córrego Jataí e em outras sub-bacias contribuintes, como por exemplo, a microbacia do córrego Lagoinha.

Diante dos problemas apresentados, a obtenção de informações consistentes através de simulações em modelos hidrológicos, para subsidiar o estudo e, a elaboração de propostas de intervenções eficientes e com real viabilidade de implantação, seja no âmbito de obras de engenharia ou no planejamento da ocupação é de grande importância.



# CAPÍTULO 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 O CICLO HIDROLÓGICO NA BACIA HIDROGRÁFICA

O ciclo hidrológico é um fenômeno global de circulação da água entre a superfície terrestre e a atmosfera. É impulsionado basicamente pela energia solar associada à gravidade e à rotação terrestre (Figura 2.1).

Figura 2.1 - Ciclo hidrológico.



Fonte: United States Geological Survey (2014).

Na fase terrestre, o elemento fundamental de análise do ciclo hidrológico é a bacia hidrográfica, entendida como uma área de captação natural da água da precipitação, composta por um conjunto de superfícies vertentes e uma rede de drenagem, que faz convergir os escoamentos para um único ponto de saída, seu exutório. A microbacia tem definição similar à bacia hidrográfica, porém alimenta pequenos córregos.



Uma bacia hidrográfica pode ser considerada um sistema físico em equilíbrio descrito pela Equação 2.1:

$$P = I + V_s + E \quad (2.1)$$

Onde:

$P$  = precipitação;

$I$  = infiltração;

$V_s$  = volume escoado superficialmente;

$E$  = evapotranspiração.

A precipitação acontece quando a água do meio atmosférico atinge a superfície terrestre. Esse processo ocorre quando o vapor de água, presente na atmosfera sob condições propícias, se condensa em microgotículas de água que, ao se unirem, ganham peso suficiente para precipitar em forma de chuva ou neve.

A infiltração, por sua vez, é a passagem de água da superfície para o interior do solo. Portanto, é um processo que depende da água disponível para infiltrar, da natureza do solo, do estado da sua superfície e das quantidades de água e ar, inicialmente presentes no seu interior. (SILVEIRA et al., 2005).

O volume escoado superficialmente ou chuva excedente é a parte da água precipitada que, ao cair sobre a superfície do terreno, escoar na forma de pequenos filetes de água impulsionados pela gravidade para cotas mais baixas onde se encontram com córregos e rios que, por sua vez, deságuam nos oceanos.

No trajeto em direção à superfície terrestre, a precipitação já sofre evaporação, o mesmo ocorre nos rios e lagos, mas é nos oceanos que ocorre a maior parte da evaporação. Quando o vapor de água é liberado pelas plantas ocorre a transpiração. A evapotranspiração é dada pela soma da evaporação com a transpiração.

## 2.2 AS ENCHENTES URBANAS

Segundo a Agência Nacional de Águas (ANA), a enchente é a elevação temporária e móvel do nível das águas de um rio ou lago, enquanto a inundação é o transbordamento de água da calha normal de um rio, lago ou rede de drenagem, em áreas não habitualmente submersas.

Observa-se que as inundações são fenômenos naturais que podem ocorrer em paisagens não modificadas pelo homem devido às próprias condições hidrológicas, meteorológicas e fisiográficas do local. Porém, a bacia rural, por ser predominantemente coberta por áreas verdes e permeáveis, permite a interceptação pelas plantas e a infiltração no solo de boa parte da água precipitada, o que reduz significativamente o escoamento superficial.

Por outro lado, as enchentes surgem e/ou se intensificam à medida em que aumenta a impermeabilização do solo. As bacias urbanas, em geral, apresentam boa parte de sua superfície impermeabilizada por telhados, ruas e calçadas, poucas áreas verdes como praças e parques. Esse tipo de ocupação reduz a capacidade de retenção de água na bacia e faz com que grande parcela da água precipitada escoe superficialmente.

O século XX foi marcado pelo surgimento de grandes aglomerados urbanos e uma grande degradação ambiental nessas áreas. No Brasil, a aceleração do processo de urbanização ocorreu após a década de 1960. Segundo dados do IBGE, em 2010, a população urbana do Brasil era de 84% e boa parte dela não dispõe de uma infraestrutura de drenagem adequada.

No Brasil, o planejamento de grande parte das obras de drenagem urbana foi baseado na concepção higienista do final do século XIX, que propõe a utilização de redes de drenagem e a canalização e retificação de cursos de água para promover a rápida expulsão das águas pluviais da cidade. Porém, esses sistemas reduzem a infiltração, aumentam os volumes escoados superficialmente, aceleram o escoamento e acentuam os picos dos hidrogramas transferindo os problemas de enchentes e erosões para trechos à jusante.

Em um quadro de urbanização crescente, tem-se por resultado a obsolescência gradual e inexorável das redes de drenagem, levando a inundações cada vez mais frequentes em áreas urbanas, com pesadas implicações sociais, econômicas e políticas decorrentes. Por outro lado, a carga de poluição das águas pluviais, até recentemente supostas relativamente limpas, mostra-se, na realidade bastante expressiva, sendo muitas vezes equivalente, e eventualmente mesmo superior à carga dos esgotos sanitários. (ELLIS; HVITED-JACOBSEN, 1996).

Além disso, as áreas de preservação ambiental, geralmente localizadas no entorno de cursos de água e em encostas de morros tendem a ser ocupadas irregularmente pela população de baixa renda, o que as deixa mais vulnerável às enchentes e deslizamentos de terra. A relação entre urbanização e enchentes pode ser vista na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Causas e efeitos da urbanização nos processos de enchentes.

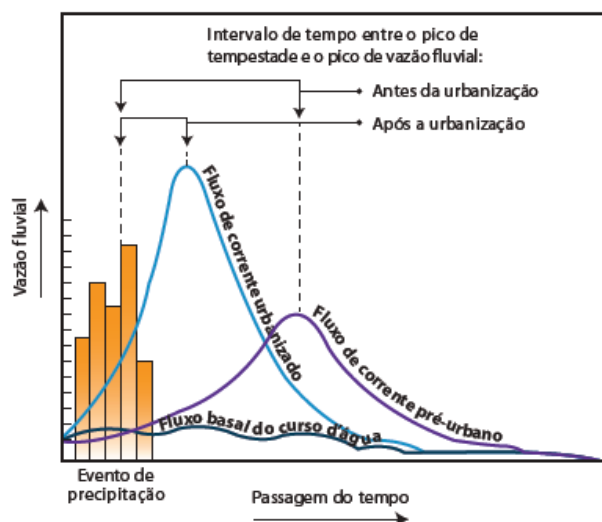
Causas	Efeitos
Impermeabilização	Maiores vazões máximas
Redes de drenagem	Maiores vazões à jusante
Lixo	Degradação da qualidade da água Entupimento de bueiros e galerias
Redes de esgoto deficientes	Degradação da qualidade da água Moléstias de veiculação hídrica
Desmatamento e desenvolvimento não planejado	Maiores vazões e volumes Mais erosão Assoreamento de canais, galerias e rios
Ocupação de várzeas	Maiores prejuízos Maiores vazões Maiores custos de utilidades públicas

Fonte: Porto e outros (1995).

As alterações no ciclo hidrológico provocadas pela urbanização, exemplificadas na Figura 2.2, geram como resultado nos hidrogramas:

- a) maior vazão máxima;
- b) maior volume escoado no exutório;
- c) redução no tempo entre o início da precipitação e a vazão de pico (tempo de pico);
- d) redução do tempo de concentração;
- e) redução no tempo entre o início da precipitação e o tempo em que o rio volta às condições anteriores à ocorrência da precipitação (tempo de base).

Figura 2.2 – Hidrogramas pré e pós-urbanização.



Fonte: Christopherson (2012).

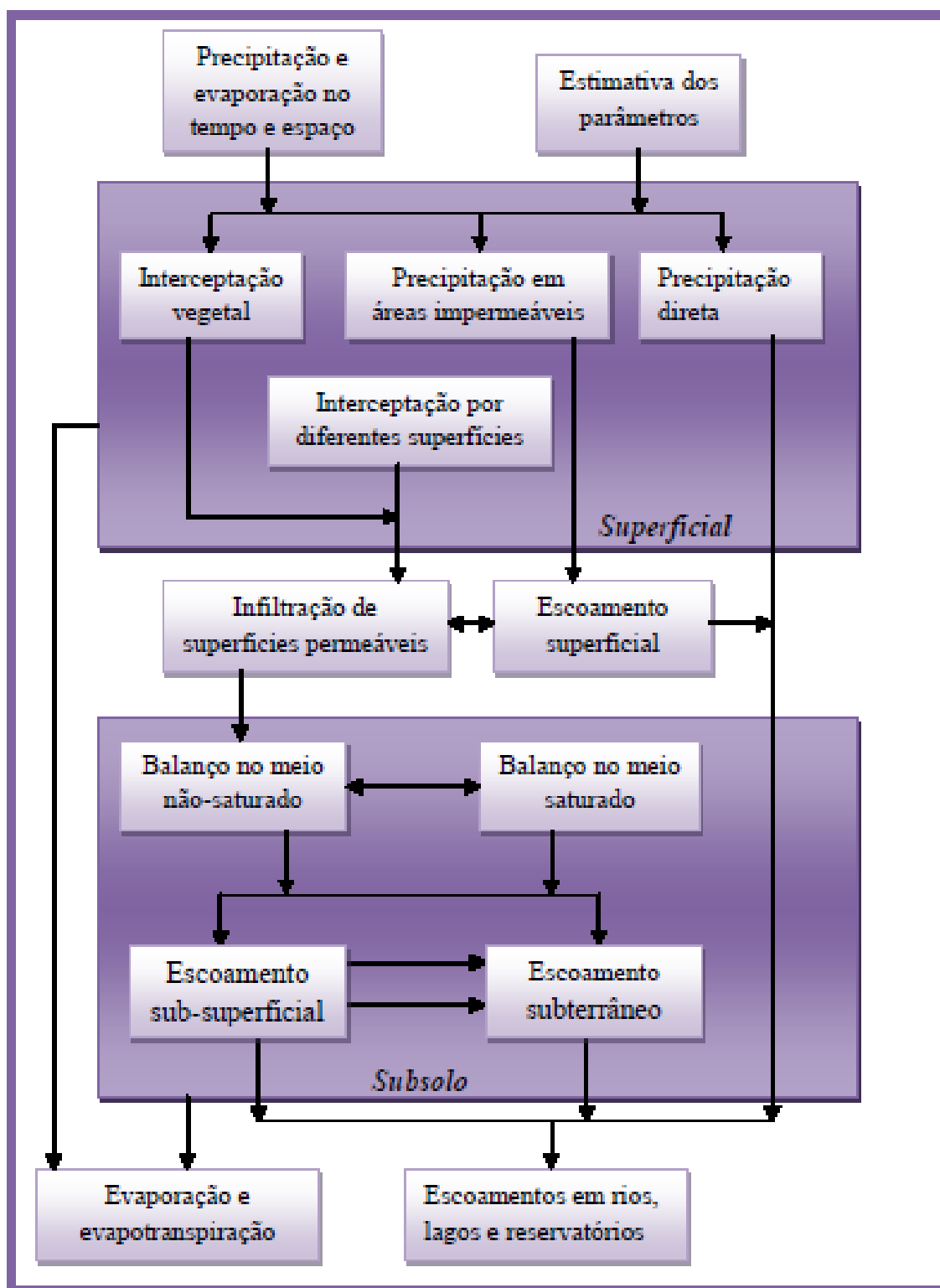
### 2.3 ESTUDOS DE DRENAGEM URBANA EM BACIAS HIDROGRÁFICAS UTILIZANDO MODELOS CHUVA X DEFLÚVIO

Os modelos hidrológicos são uma representação do sistema descrito na Equação 2.1 para simular o comportamento da bacia hidrográfica diante de condições definidas pelo usuário do modelo. Sua estrutura é formada por conjuntos de algoritmos e fórmulas matemáticas que buscam representar o funcionamento dos processos hidrológicos de maneira simplificada, dada a complexidade dos fenômenos e variáveis.

Os modelos “precipitação-vazão” (Figura 2.3) têm como objetivo descrever a distribuição espacial e temporal da precipitação, as perdas por interceptação, evaporação, depressão no

solo, o fluxo através do solo pela infiltração, percolação e água subterrânea, escoamento superficial, sub-superficial e no rio (TUCCI, 2009).

Figura 2.3 - Fluxograma de modelos hidrológicos.



Fonte: Tucci (2009).

Até a década de 1950, os modelos, de uma maneira geral, limitavam-se à utilização da estatística para obtenção dos parâmetros de entrada, os chamados modelos estocásticos. A partir da década de 1960, os modelos hidrológicos computacionais foram se popularizando e se diversificando com a aplicação de funções empíricas e a equação da continuidade, os chamados modelos semi-conceituais.

Simultaneamente aos modelos semi-conceituais, foram desenvolvidos os modelos empíricos, cujas relações matemáticas não possuem relação com o comportamento físico dos processos, como o método coaxial (LINSLEY et al., 1949) e o ajuste do hidrograma unitário por mínimos quadrados. Já os modelos conceituais físicos utilizam, além da equação da continuidade, as principais equações diferenciais do sistema físico para representar parâmetros e processos. Este tipo de modelo tem sua aplicação limitada devido à dificuldade de se estimar os parâmetros e representar a variabilidade espacial dos processos.

Por conta dos recentes avanços tecnológicos que aumentaram a capacidade de armazenamento de informações e a velocidade de processamento dos computadores, a simulação computacional se tornou uma ferramenta muito utilizada em modelagens hidrológicas. A grande quantidade de dados da bacia a serem inseridos no modelo (características naturais e do uso e ocupação do solo) tornou a utilização dos Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e Sensoriamento Remoto parte importante da estrutura de entrada de alguns modelos.

Percebe-se que, nas últimas décadas, os modelos hidrológicos se desenvolveram em dois sentidos: (a) modelos para grandes bacias que tratam de forma empírica a distribuição dos parâmetros em áreas de grande magnitude; (b) modelos de pequenas bacias que buscam representar com maior precisão e, de forma distribuída, os processos hidrológicos. Os modelos distribuídos, agregados a modelos digitais de terreno e ao geoprocessamento, têm buscado melhorar a representatividade espacial e temporal do comportamento das diferentes partes da bacia, sujeitas a diferentes ações antrópicas (TUCCI, 2005).

São inúmeras as aplicações dos modelos “precipitação x vazão”. Para Tucci (2005) algumas das mais importantes são:

- a) obter hidrogramas quando não se dispõe de dados fluviométricos que relacionam chuva e vazão. Porém, a confiabilidade do prognóstico é duvidosa quando não há informações de vazão para calibrar o modelo;

- b) analisar a consistência e preencher falhas nos dados de vazão obtidos: isso se torna possível após o ajuste do modelo à bacia;
- c) prever enchentes em tempo real através da atualização das variáveis e parâmetros no momento da previsão;
- d) obter o hidrograma do escoamento no exutório considerando as possíveis variações nos parâmetros de entrada do modelo, o que permite estudar a sensibilidade dos resultados às variações nas características da bacia e nos parâmetros hidrometeorológicos;
- e) fornecer informações para o planejamento da infraestrutura de drenagem, dimensionamento e operação de obras hidráulicas;
- f) zonar áreas de perigo e com risco de enchentes e construir o sistema de alerta.

### 2.3.1 SIMULAÇÃO, OTIMIZAÇÃO E PREVISÃO NOS MODELOS

As simulações hidrológicas ou aplicações do modelo fornecem um hidrograma calculado com base na estimativa dos seus parâmetros. Este hidrograma deverá ser comparado ao hidrograma observado para se verificar a validade do modelo (verificação). Com o objetivo de se assemelhar os dois hidrogramas, é feita a otimização ou ajuste dos parâmetros do modelo à bacia em que está sendo aplicado. Após a otimização, é feita a previsão que é a simulação do sistema pelo modelo com parâmetros ajustados para se obter suas respostas a diferentes entradas (TUCCI, 2009). Segundo Lou (2010), apenas após verificações e ajustes adequados, o modelo se torna confiável para fornecer hidrogramas para projetos de obras hidráulicas. Os principais erros nos parâmetros de entrada e saída do modelo são listados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Principais fontes de erros e incertezas em simulações com modelos hidrológicos.

<b>Registro de dados</b>	
<b>hidrometeorológicos da Bacia</b>	<b>Estrutura dos modelos hidrológicos</b>
<b>Hidrográfica</b>	
Erros na coleta de dados hidrometeorológicos.	Conhecimento imperfeito dos processos físicos.
Redução de dados pontuais em médias espaciais.	Aproximações para que representações desses processos sejam viavelmente tratadas.
Redução de dados contínuos em médias temporais.	Tratamento de variáveis com variação espacial de forma concentrada.
Erro no processo indireto de estimativa de dados de vazão.	Tratamento sequencial de processos concomitantes.
	Omissão de processos considerados menos relevantes.

Fonte: Magalhães e O'Donnel (1980) citado por Lou (2010).

Para se construir um modelo, é necessário discretizar a bacia hidrográfica, fornecer os dados relativos à seus parâmetros físicos (vegetação, tipo de solo, declividade, etc.) e às variáveis temporais de entrada (precipitação, evapotranspiração potencial e vazão). A partir daí, são calculadas as vazões para os cenários definidos pelo usuário do modelo que poderá avaliar o comportamento da bacia diante dos resultados. Por exemplo, é possível estudar os efeitos no escoamento, após a criação de um novo loteamento ou implantação de obras de drenagem (reservatórios, canalizações, etc.).

### 2.3.2 DISCRETIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

Nos modelos, as bacias hidrográficas podem ser subdivididas em unidades menores para melhor representar as características de cada local. Essa discretização pode ser:

- a) concentrada: considera-se um valor médio para os parâmetros físicos e hidrometeorológicos da bacia como um todo, denominados parâmetros de natureza concentrada no espaço. É utilizado em bacias pequenas onde a simplificação aplicada não compromete os resultados;



- b) dividida em sub-bacias: com base na drenagem principal, divide-se a bacia hidrográfica em sub-bacias de acordo com a disponibilidade de dados, locais de interesse e variação nos parâmetros físicos da bacia. Geralmente, são considerados uniformes em cada sub-bacia os parâmetros físicos e hidrometeorológicos;
- c) dividida em módulos: esses módulos podem ser quadrados, retângulos ou de outro formato com dimensões menores que as sub-bacias para melhor caracterizar cada área discretizada.

### 2.3.3 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS

Devido à complexidade dos parâmetros que fazem parte da estrutura dos modelos, diversas ferramentas têm sido utilizadas para facilitar a sua obtenção. Para Menezes (2012) as ferramentas de sensoriamento remoto são técnicas de obtenção de imagens dos objetos da superfície terrestre sem que haja um contato físico de qualquer espécie entre o sensor e o objeto.

A partir das imagens de sensoriamento remoto obtidas, são utilizados os Sistemas de Informação Geográfica (SIG) para se integrar dados espaciais com tabelas de atributos. Segundo Burrough (1998), os SIGs são constituídos por um conjunto de ferramentas para coleta, armazenamento, recuperação, transformação e exibição de dados espaciais do mundo real. Desta forma, os SIGs permitem estimar os parâmetros do modelo hidrológico com base nas camadas representativas de cada característica da bacia (solo, cobertura vegetal, uso do solo, dentre outros).

#### 2.3.3.1 Morfometria da bacia hidrográfica

O estudo morfométrico se caracteriza pela análise da fisiografia e sua relação com a dinâmica hidrológica da bacia hidrográfica. Os dados fisiográficos de uma bacia hidrográfica são aqueles que podem ser extraídos de mapas, fotografias aéreas e imagens de satélite.

Alguns dos dados fisiográficos e parâmetros morfométricos mais relevantes para estudos hidrológicos de bacias hidrográficas são:

- a) área da bacia ( $A$ ): a área da bacia é definida como a projeção horizontal da área contida entre os divisores topográficos que delimitam a bacia e pode ser obtida por planimetria direta de mapas que incorporam a projeção vertical ou por cálculos matemáticos de mapas arquivados pelo SIG. O tamanho da bacia hidrográfica é um importante fator a ser considerado quando se deseja comparar características de escoamento de duas bacias. Bacias pequenas têm área inferior a 26 km<sup>2</sup> e bacias grandes têm áreas superiores a este valor (WISLER; BRATER, 1964);
- b) perímetro da bacia ( $P$ ): comprimento da linha imaginária ao longo do divisor de águas;
- c) fator de forma ( $F$ ): compara a forma da bacia com um retângulo através da razão entre a sua largura média e o quadrado do seu comprimento axial. O comprimento axial é encontrado pela soma do comprimento do curso de água principal com a distância da nascente até o divisor topográfico seguindo o talvegue da bacia. A largura média da bacia é dada pela razão entre a área e o comprimento axial. Bacias alongadas têm valores pequenos de fator de forma e não são propícias às inundações, já que é improvável que uma chuva intensa atinja toda a sua extensão. Villela e Mattos (1975) descrevem o fator de forma pela Equação 2.2:

$$F = \frac{A}{L^2} \quad (2.2)$$

Onde:

$A$  = área da bacia, em (km<sup>2</sup>);

$L$  = comprimento axial da bacia, em (km);

- d) coeficiente de compacidade ( $K_c$ ): compara a forma da bacia com um círculo através da razão entre o perímetro da bacia ( $P$ ) e o perímetro de um círculo de área igual ao da bacia ( $\sqrt{A}$ ). Bacias arredondadas tem valores mais próximos de um, enquanto bacias alongadas tem valores bem maiores que um. Considerando bacias de mesma área, bacias arredondadas são mais susceptíveis a inundações, pois o seu tempo de concentração é menor. Villela e Mattos (1975) descrevem o coeficiente de compacidade pela Equação 2.3:

$$K_c = \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2.3)$$

- e) declividade média da bacia ( $S$ ): a declividade da bacia relaciona-se com a velocidade em que se dá o escoamento superficial, afetando, portanto, o tempo que leva a água da chuva para concentrar-se nos leitos fluviais que constituem a rede de drenagem das bacias, sendo que os picos de enchente, infiltração e susceptibilidade à erosão dos solos dependem da rapidez com que ocorre o escoamento sobre os terrenos da bacia (VILLELA; MATTOS, 1975). Saad e outros (2004) classificaram as declividades da seguinte forma: 0 a 12% como baixa, de 12 a 24% como média, de 24 a 36% como média a alta e maior que 36% como alta a muito alta. Este parâmetro pode ser calculado por fórmulas empíricas ou pelo Modelo Numérico do Terreno (MNT) gerado de mapas digitais. Wilken (1978) apresentou a Equação empírica 2.4 para o cálculo da declividade média:

$$I_b = \frac{D}{A} (c1 + c2 + c3 + \dots cn) = \frac{D \cdot L}{A} \quad (2.4)$$

Onde:

$I_b$  = declividade média da bacia hidrográfica, em (%);

$D$  = equidistância entre curvas de nível, em (m);

$A$  = área da bacia contribuinte, em (m<sup>2</sup>);

$c1, c2, c3, cn$  = comprimento de cada curva de nível dentro da bacia, em (m);

$L$  = comprimento total das curvas de nível da bacia, em (m);

- f) densidade de drenagem ( $Dd$ ): é um índice definido pela relação entre o comprimento dos cursos de água ( $Lc$ ) e a área da bacia ( $A$ ). Segundo Linsley e outros (1975), uma densidade de drenagem alta reflete uma bacia altamente dissecada, que responde de maneira relativamente rápida a uma determinada quantidade de chuva, enquanto uma densidade de drenagem baixa reflete uma bacia de drenagem pobre com respostas hidrológicas lentas. Christofolletti (1969) destaca que valores menores que 7,5 km/km<sup>2</sup> apresentam baixa densidade de drenagem, valores entre 7,5 e 10,0 km/km<sup>2</sup> apresentam média densidade e valores acima de 10,0 km/km<sup>2</sup> apresentam alta densidade hidrográfica. Strahler (1952) propõe a Equação 2.5 para o cálculo deste parâmetro:

$$Dd = \frac{Lc}{A} \quad (2.5)$$

- g) sinuosidade ( $Sn$ ): este índice interfere na perda de carga e velocidade do escoamento. Cursos de água com curvas acentuadas tendem a ter baixas velocidades de escoamento. É definida pela relação entre o comprimento do rio principal ( $L$ ) e o comprimento do talvegue ( $L_w$ ), sendo este último a distância em linha reta da nascente ao exutório do rio principal. Valores próximos de uma unidade apontam cursos de água mais retilíneos, já os rios com valores maiores que 2,0 são mais sinuosos e valores intermediários são de canais em transição. A sinuosidade pode ser determinada pela Equação 2.6:

$$Sn = \frac{L}{L_w} \quad (2.6)$$

#### 2.3.3.2 Uso e ocupação do solo

Existem diversas maneiras de se determinar o tipo de uso e ocupação do solo. Segundo Bauer e outros (2004), as principais são: fotointerpretação e fotogrametria aérea, pesquisas de campo e satélites ambientais. Pesquisas de campo são muito caras e de difícil implementação em grandes áreas, fotografias aéreas apresentam custo muito elevado, já os satélites permitem a aquisição de informações de grandes áreas a um custo muito menor.

Embora os dados provenientes de fotografias aéreas permitam uma melhor resolução espacial ou detalhamento para o planejamento urbano, quando comparados à imagens de satélite, as informações obtidas pelos satélites permitem uma análise multi-espectral, promovendo uma informação digital que pode ser classificada objetivamente e que tem uma boa periodicidade na obtenção dos dados (CARLSON; ARTHUR, 2000).

A partir de imagens de satélite de um mesmo sensor e diferentes datas, classificadas em um *software* de SIG, é possível observar o espalhamento urbano e a sua tendência, além de facilitar o planejamento da ocupação buscando evitar problemas ambientais e sociais.

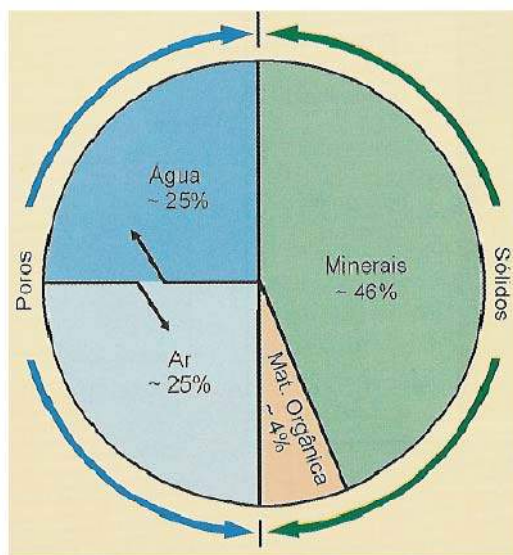
Além disso, é possível realizar diversos tipos de análises ambientais através da classificação de imagens de satélite como a determinação de áreas desmatadas, edificadas, de plantio de determinada cultura, solo exposto, vegetação natural, dentre outras.

### 2.3.3.3 Solo

O solo é uma coleção de corpos naturais, constituídos por partes sólidas, líquidas e gasosas, tridimensionais, dinâmicos, formados por materiais minerais e orgânicos que ocupam a maior parte do manto superficial das extensões continentais do nosso planeta, contêm matéria viva e podem ser vegetados na natureza onde ocorrem e podem, eventualmente terem sido modificados por interferências antrópicas. (EMBRAPA, 1999).

A Figura 2.4 apresenta a proporção das partes mineral, água, ar e matéria orgânica tipicamente encontradas na camada superficial do solo.

Figura 2.4 – Composição típica do solo



Fonte: Lepsch (2002)

As características físicas do solo, como textura, porosidade e profundidade, influenciam diretamente na capacidade de infiltração da água da chuva e na velocidade do escoamento superficial (BELTRAME, 1994). A textura de um solo compreende o tamanho das partículas que o compõem e está associada à sua permeabilidade e resistência à erosão.

À medida que a água infiltra pela superfície o teor de umidade das camadas de solo aumenta gradativamente de cima para baixo. Quando a entrada de água pela superfície cessa, a umidade no interior do solo se redistribui, com menores teores de umidade próximo à superfície e maiores nas camadas mais profundas.

A característica do solo que interfere na separação do escoamento superficial e subterrâneo é chamada de capacidade de infiltração, entendida como o potencial que o solo tem de absorver

a água em sua superfície, em termos de lâmina de água por tempo. Se uma precipitação atinge o solo com uma intensidade menor que a capacidade de infiltração toda a água penetra no solo, provocando uma progressiva diminuição na capacidade de infiltração, já que o solo está se umedecendo. Persistindo a mesma precipitação, a infiltração se iguala à capacidade de infiltração, a partir daí, com a diminuição gradativa da capacidade de infiltração parte da água passa a escoar superficialmente para partes mais baixas podendo infiltrar novamente se houver condições. Ao término da precipitação e infiltração da água que está na superfície, a capacidade de infiltração volta a crescer, pois o solo perde água para as camadas mais profundas, além das perdas por evapotranspiração (SILVEIRA, 2009).

#### *2.3.3.4 Vegetação*

Ao cair sobre um solo com cobertura vegetal, parte do volume precipitado sofre interceptação em folhas e caules de onde evapora. A vegetação na superfície do solo dificulta o escoamento, favorecendo a infiltração e diminuindo a erosão. Para Beltrame (1994), a cobertura vegetal exerce papel fundamental na manutenção do ciclo da água, ao proteger o solo contra o impacto das gotas das chuvas, além de aumentar a porosidade e a permeabilidade do solo, por meio da ação das raízes, ainda reduz o escoamento superficial e mantém sua umidade e fertilidade, pela presença de matéria orgânica.

Além disso, ressalta-se que a eficiência da interceptação da água pela vegetação está diretamente relacionada às características da precipitação, às condições climáticas, ao tipo e à densidade da vegetação e, ao período do ano (TUCCI, 2000).

### **2.3.4 PARÂMETROS HIDROLÓGICOS E METEOROLÓGICOS (VARIÁVEIS TEMPORAIS DE ENTRADA NOS MODELOS)**

#### *2.3.4.1 Precipitação*

É a principal variável de entrada nos modelos hidrológicos. Conhecer a intensidade e a distribuição no espaço e no tempo da chuva esperada é de grande importância nos modelos hidrológicos distribuídos. Quanto mais complexo o projeto de engenharia, mais precisos deverão ser os dados e maior a necessidade de registros históricos de precipitação, que frequentemente não são disponíveis. Por isso, muitas vezes utilizam-se dados de locais

próximos, nem sempre confiáveis. Dados da distribuição espacial da chuva, importantes em grandes bacias, são quase inexistentes, por isso, muitas vezes canais e reservatórios são projetados sem informações completas. Dados da distribuição no tempo da chuva de projeto são muitas vezes estimados por métodos empíricos, uma vez que os registros desse tipo costumam ser escassos (TUCCI, 2005).

#### 2.3.4.2 *Evapotranspiração*

Além da radiação solar, as variáveis meteorológicas que interferem na evaporação, particularmente de superfícies livres de água, são a temperatura do ar, vento e pressão de vapor (BELTRAME; TUCCI, 2009). Geralmente, a evapotranspiração em uma bacia é estimada a partir de dados obtidos em tanques evaporimétricos, pois existem poucos dados disponíveis desse tipo. Existem também outros métodos para estimar os valores de evaporação como a transferência de massa, balanço de energia, balanço hídrico e equações empíricas.

#### 2.3.4.3 *Vazão*

Dados de vazão no exutório, quando disponíveis, são utilizados para calibrar o modelo hidrológico, o que permite melhores resultados nos modelos de previsão. No caso de bacias sem dados de vazão, os parâmetros estimados com base nas características físicas da bacia não são calibrados e a confiabilidade dos resultados diminui.

#### 2.3.5 *SOFTWARES DE MODELAGEM HIDROLÓGICA*

Existem diversos *softwares* de modelagem hidrológica disponíveis e cada modelo matemático incluído no programa é adequado para ambientes e condições diferentes. Fazer a escolha correta exige conhecimento dos modelos existentes, da bacia hidrográfica, dos objetivos do estudo hidrológico e noções de engenharia.

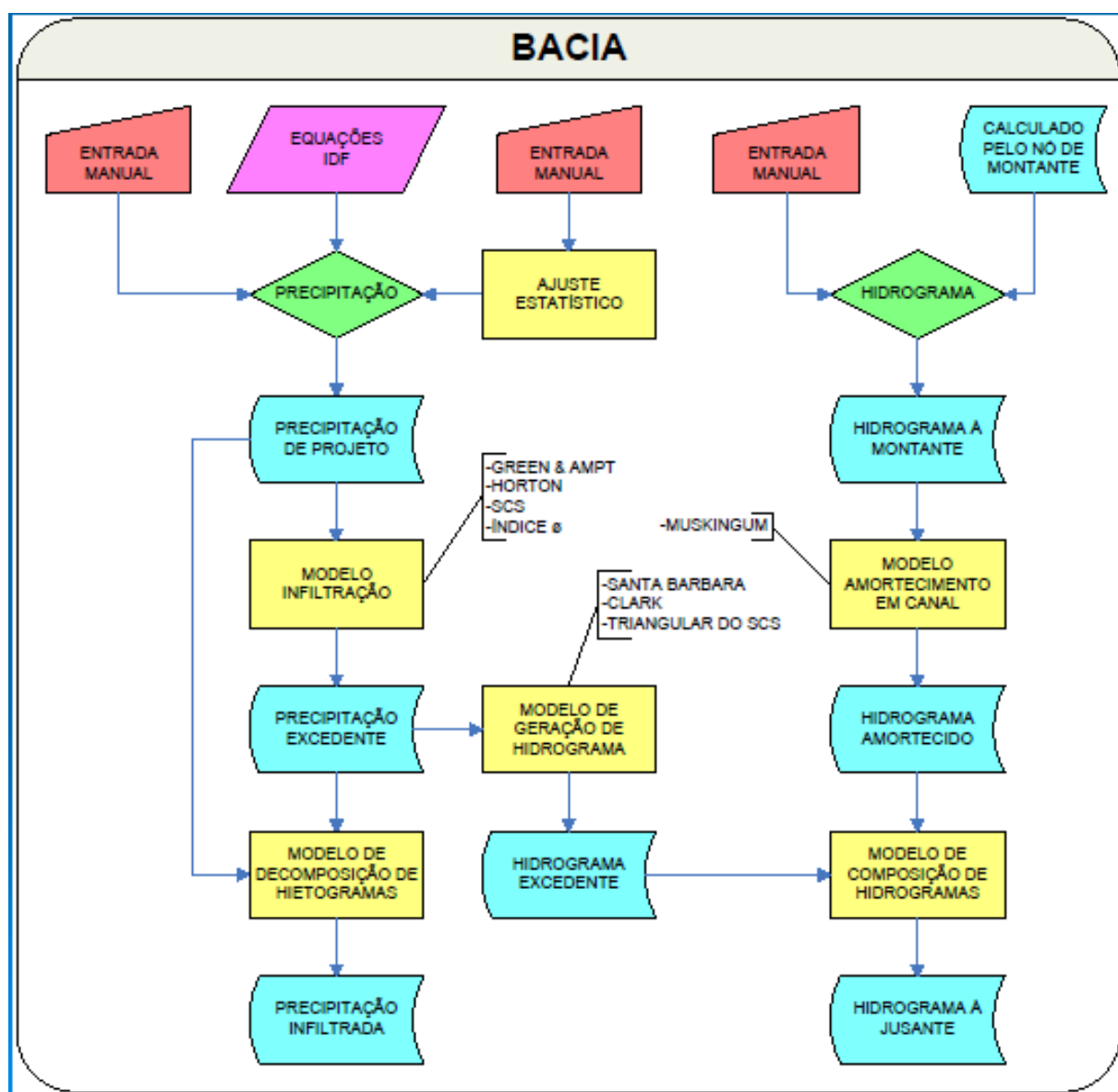
No Brasil, alguns dos principais modelos utilizados para transformar chuva em vazão são o modelo ABC – Análise de Bacias Complexas, desenvolvido na Universidade de São Paulo (USP), o modelo IPH (desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – IPH-UFRGS) e o MODCEL desenvolvido por pesquisadores da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Como exemplo, pode-se citar o trabalho

de Campana e Tucci (2001), no qual foi utilizado o modelo IPH em conjunto com técnicas de geoprocessamento para analisar os efeitos da urbanização e o risco de alagamentos (CABRAL et al., 2009).

Existem ainda *softwares* de modelagem hidrológica mais complexos como o HEC-HMS do *US Army Corps of Engineers*, que além de transformar chuva em vazão permite considerar a evapotranspiração, neve derretida, erosão, transporte de sedimentos e qualidade da água.

O *software* ABC (Figura 2.5) foi desenvolvido para pequenas e médias bacias urbanas e rurais. Porém, é possível a sua aplicação em bacias maiores que 50 km<sup>2</sup> subdividindo-as em outras menores. Neste modelo, as precipitações intensas podem ser obtidas pela entrada manual de dados de chuva, curva IDF (Intensidade-Duração-Frequência) ou ajustes estatísticos de Gumbel. A chuva excedente pode ser calculada pelo método de Green e Ampt, Horton e Soil Conservation Service (SCS) e os hidrogramas podem ser construídos pelos métodos de Santa Bárbara, Clark e Triangular do SCS. O *software* possui ainda o método de Muskingum para caminhamento de ondas de cheia em canais.

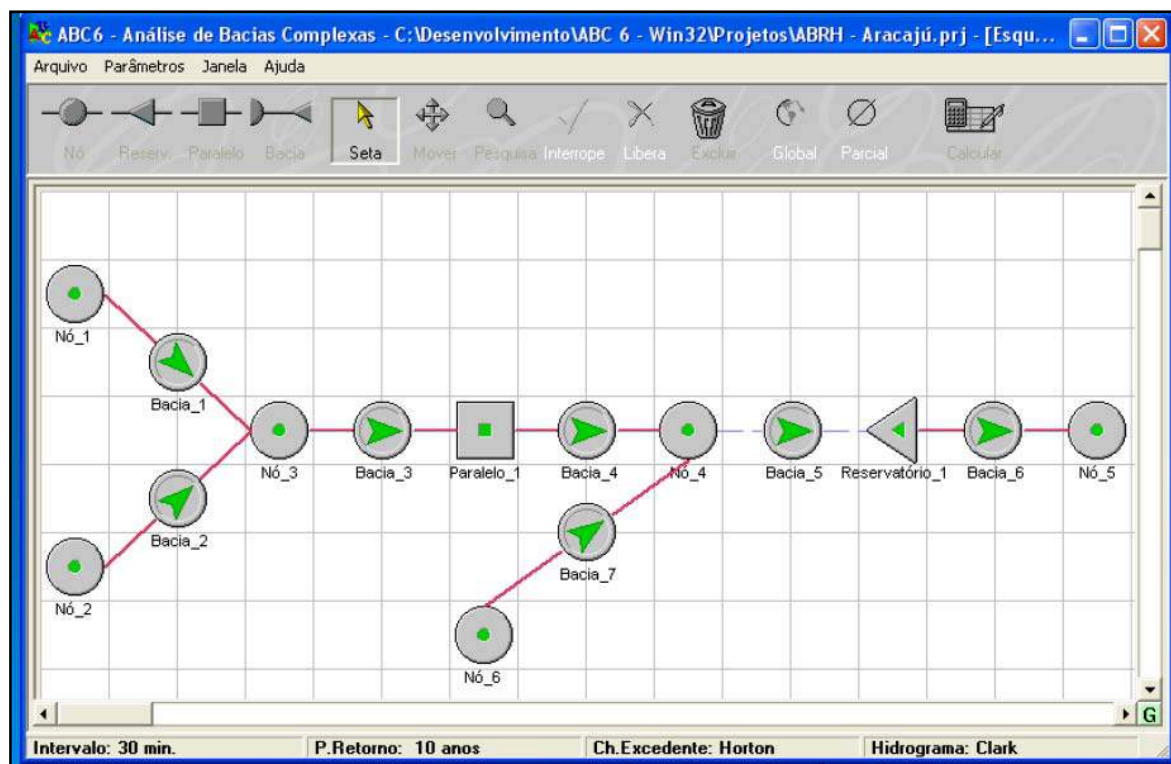


Figura 2.5- Fluxograma da estrutura do *software* ABC.

Fonte: Oliveira e Porto (2000).

A representação da topologia do sistema (Figura 2.6) é concebida como rede de fluxo, contendo os seguintes elementos:

- nó: pontos de início, pontos de fim e confluências de bacias;
- bacia: bacia hidrográfica e trecho de canal natural e artificial;
- reservatório lateral: vertedor de descarga do canal para um reservatório fora do curso de água;
- reservatório: represa no curso de água com sistema de vertimento livre e afogado.

Figura 2.6 – Interface do *software* ABC.

Fonte: Oliveira e Porto (2000).

## 2.4 A DRENAGEM URBANA MODERNA

Segundo Porto e outros (2005), o termo drenagem urbana é entendido, no seu sentido mais amplo, como o conjunto de medidas que tem por objetivo minimizar os riscos à população, diminuir os prejuízos causados por inundações e possibilitar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável.

Para Jones e MacDonald (2007), em locais onde a concepção higienista de drenagem predominou, as enchentes urbanas se tornaram cada vez mais frequentes e intensas, apesar da implantação de obras de drenagem maiores e mais caras. Diante disso, surgiu nos países escandinavos o conceito de SUDS (*Sustainable Urban Drainage System*), com o intuito de aumentar a infiltração no solo, buscar uma melhoria no equilíbrio do ciclo hidrológico e incentivar o uso de água pluvial. Esse sistema surgiu como a evolução do conceito de sanitário-higienista, que prevê a rápida expulsão das águas pluviais e efluentes urbanos da cidade, no intuito de preservar a saúde da população e acabar com qualquer tipo de incômodo que a água poderia provocar.

Desta forma, a drenagem urbana moderna deve incorporar soluções alternativas, compensatórias e sustentáveis em conjunto com as medidas convencionais, buscando amenizar os efeitos da urbanização sobre o escoamento. Segundo Tucci e Genz (1995), alguns princípios da drenagem urbana moderna são:

- a) não transferir impactos para jusante;
- b) não ampliar cheias naturais;
- c) propor medidas de controle para o conjunto da bacia;
- d) legislação e Planos de Drenagem para controle e orientação;
- e) constante atualização de planejamento por estudo de horizontes de expansão;
- f) controle permanente do uso do solo e áreas de risco;
- g) competência técnico-administrativa dos órgãos públicos gestores;
- h) educação ambiental qualificada para o poder público, população e meio técnico.

#### 2.4.1 MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES

A drenagem urbana é realizada através das medidas de controle de enchentes que podem ser do tipo estrutural ou não estrutural. A utilização conjunta de medidas estruturais e não estruturais garante economia de recursos e melhores resultados na diminuição dos prejuízos causados pelas cheias, por isso, são complementares.

##### 2.4.1.1 Medidas estruturais

As medidas convencionais para controle de enchentes também chamadas de medidas estruturais são obras de engenharia construídas para reduzir o risco e os prejuízos das enchentes. As medidas estruturais podem ser classificadas de acordo com a sua abrangência em medidas:

- a) na fonte: atuam no local onde é gerado o escoamento, normalmente em lotes urbanos. As principais soluções adotadas têm sido microreservatórios, áreas e pavimentos permeáveis que recebem o fluxo de áreas impermeáveis;
- b) na microdrenagem: medidas adotadas em nível de loteamento ou conjunto de quadras. Neste estágio, são utilizados os reservatórios de retenção que após as chuvas podem servir a outras finalidades uma vez que não tem lâmina de água perene;
- c) na macrodrenagem: abrangendo bacias urbanas ou nos principais rios urbanos. Nesta fase, são implementados os reservatórios de retenção com lâmina de água perene e

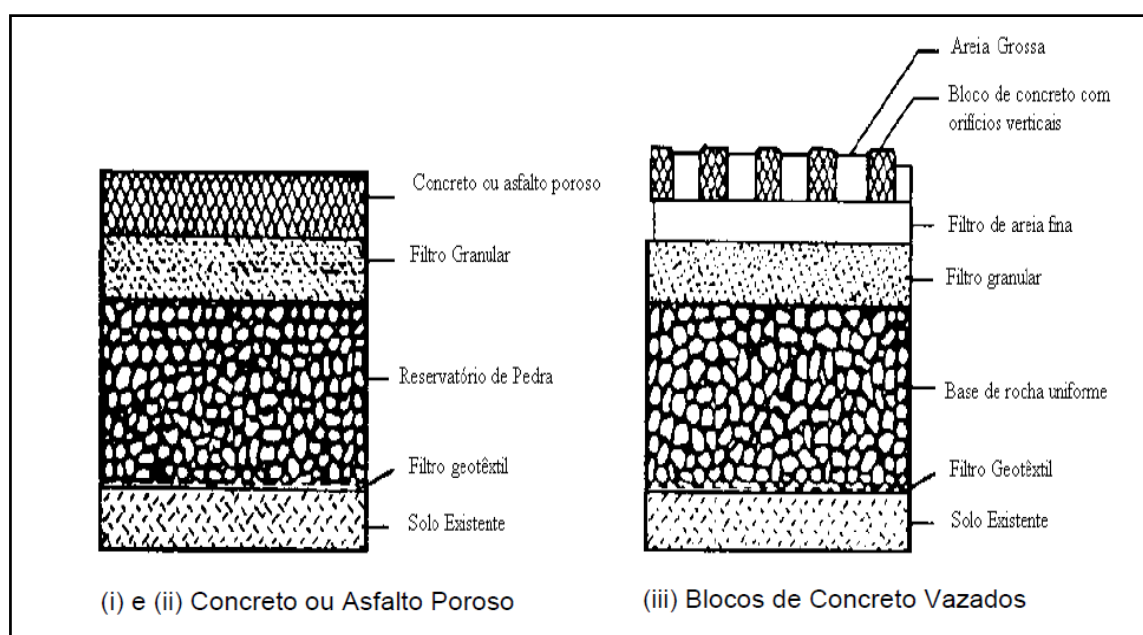
função de controlar a vazão e volume de escoamento, além de melhorar a qualidade da água.

#### 2.4.1.1.1 Medidas estruturais extensivas

Medidas estruturais extensivas são aquelas que agem na bacia como um todo. Podem ser classificadas em medidas:

- a) de infiltração e percolação: utilizam a capacidade de armazenamento do solo para absorver parte do escoamento superficial, o que também reduz a erosão e o assoreamento. Exemplos: trincheiras de infiltração, pavimento permeável (Figura 2.7), vala de infiltração, poço de infiltração, bacias de infiltração e percolação e recomposição da cobertura vegetal em áreas degradadas. Permitem reduzir o pico das cheias, porém, seu custo torna a aplicação impraticável em grandes áreas, por isso, são utilizadas em pequenas bacias.

Figura 2.7 – Pavimento permeável.



Fonte: Urbonas e Stahre (1993).

- b) de armazenamento: são constituídas de dispositivos construídos próximos às fontes de escoamento superficial que retardam e amenizam o pico dos hidrogramas. Exemplos: pequenos reservatórios construídos nos lotes, quadras ou telhados. Este tipo de dispositivo, apesar de suas vantagens, está sujeito a fatores externos, como a entrada

de folhas, falta de manutenção, eventos críticos e outros que podem inviabilizar sua implantação. Para Urbonas e Stahre (1993), a implantação de reservatórios de retenção (Figura 2.8) pode ser tão bem sucedida que as funções hidráulicas passam a ser consideradas secundárias pela população.

Figura 2.8 – Reservatório de retenção em área de recreação.



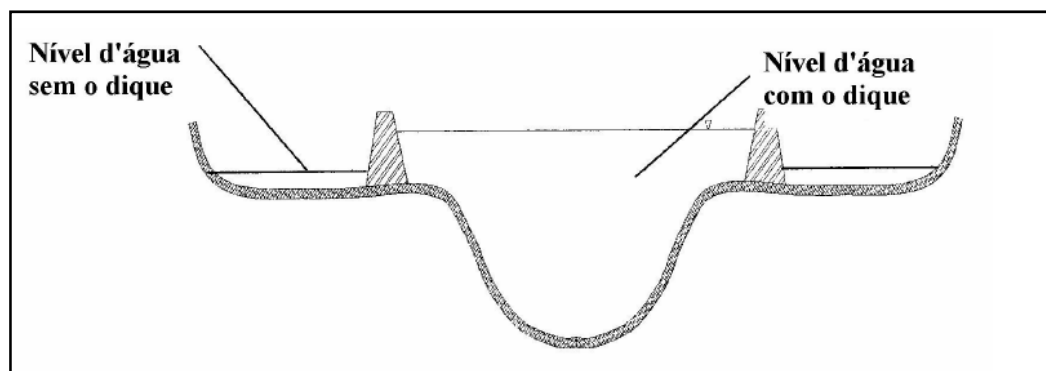
Fonte: Porto (1983)

#### 2.4.1.1.2 Medidas estruturais intensivas

São chamadas de intensivas as medidas que modificam os cursos de água. Algumas medidas de melhoria do canal são:

- a) diques: muros de terra ou concreto construídos a uma certa distância da margem para impedir a inundação de áreas ribeirinhas. No caso de maiores cheias, a destruição dos diques (Figura 2.9) pode causar grandes danos, por isso não devem ter grandes alturas.

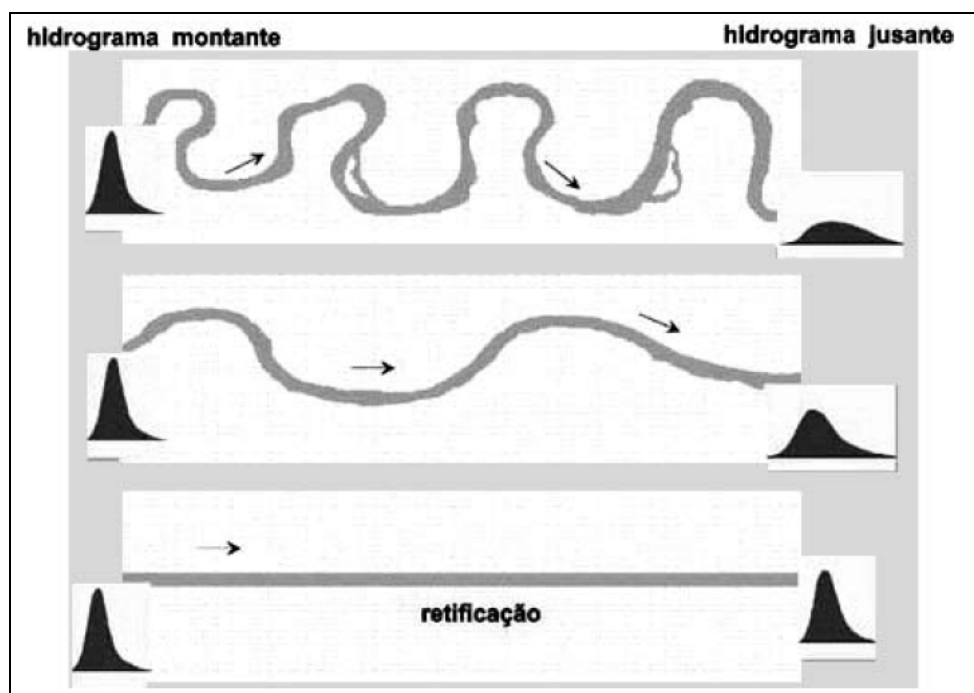
Figura 2.9 – Diques de proteção.



Fonte: Tucci et al. (1995).

- b) canalização e retificação: altera a seção, rugosidade, declividade e direção do curso de água original através do seu confinamento a um canal (Figura 2.10). O aumento na velocidade permite o rápido escoamento das águas que chegam ao canal ampliando a área protegida. Porém, tem efeito localizado e gera picos de vazão maiores e mais rápidos à jusante. É uma medida utilizada em rios pequenos e médios com faixa de inundação estreita.

Figura 2.10 – Resultados da retificação dos cursos de água nos hidrogramas.

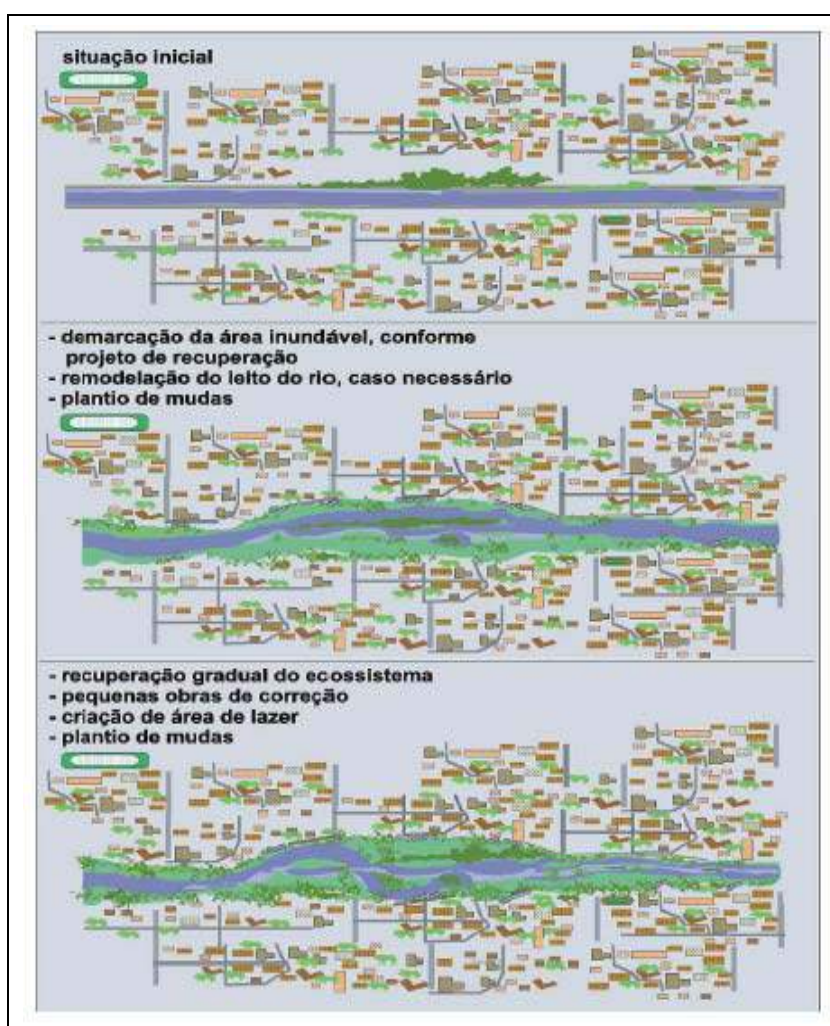


Fonte: Rio de Janeiro (2001).

As medidas estruturais intensivas também podem ter como objetivo aumentar a capacidade de armazenamento como nos casos de:

- a) restauração das calhas naturais (renaturalização): busca reestabelecer o ambiente natural de um espaço modificado por ações antrópicas, podendo envolver a restauração dos meandros e a recomposição vegetal das margens para preservar as áreas naturais de inundação e promover a recuperação da fauna e flora (Figura 2.11). No entanto, esta medida necessita de grandes áreas, o que restringe o sua aplicação a pequenas e médias bacias.

Figura 2.11 – Renaturalização de cursos de água.



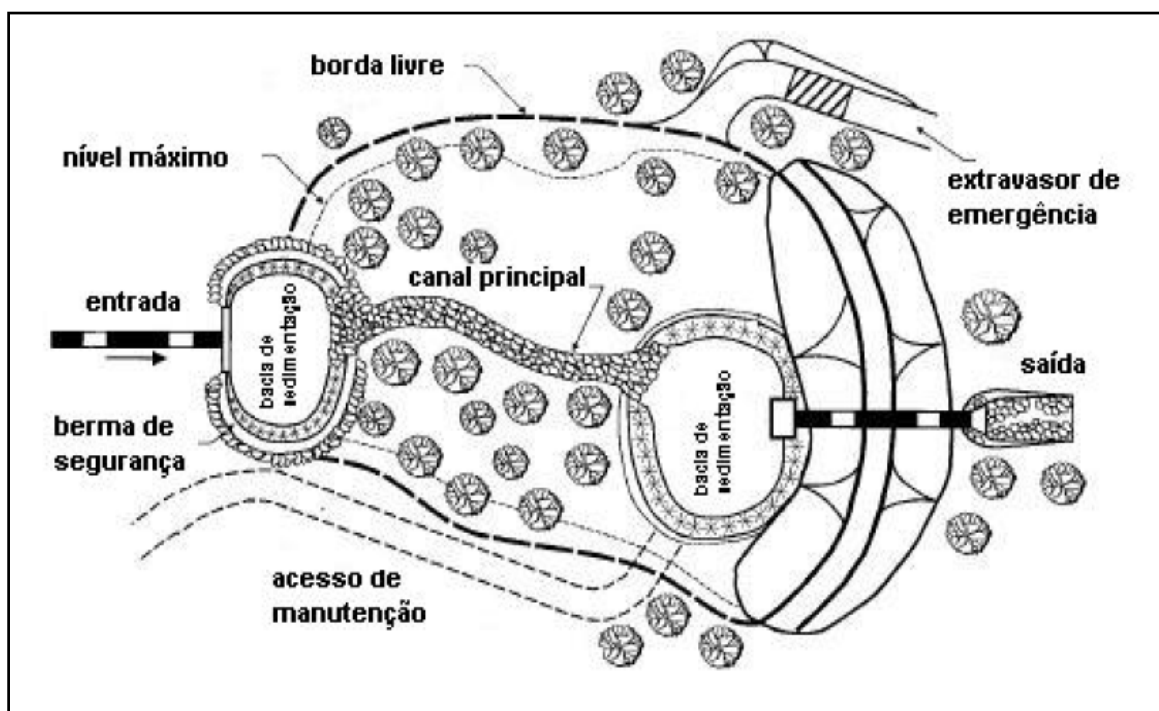
Fonte: Rio de Janeiro (2001).

- b) reservatórios de retenção/retenção: segundo Tucci e outros (1995), os reservatórios de retenção (Figuras 2.12 e 2.13) e retenção agem no sentido de regular a vazão de saída a um valor desejado, de maneira a atenuar os efeitos à jusante da vazão de entrada.



Desta forma, pode-se reduzir a vazão máxima e armazenar parte do volume precipitado, evitando o extravasamento do rio.

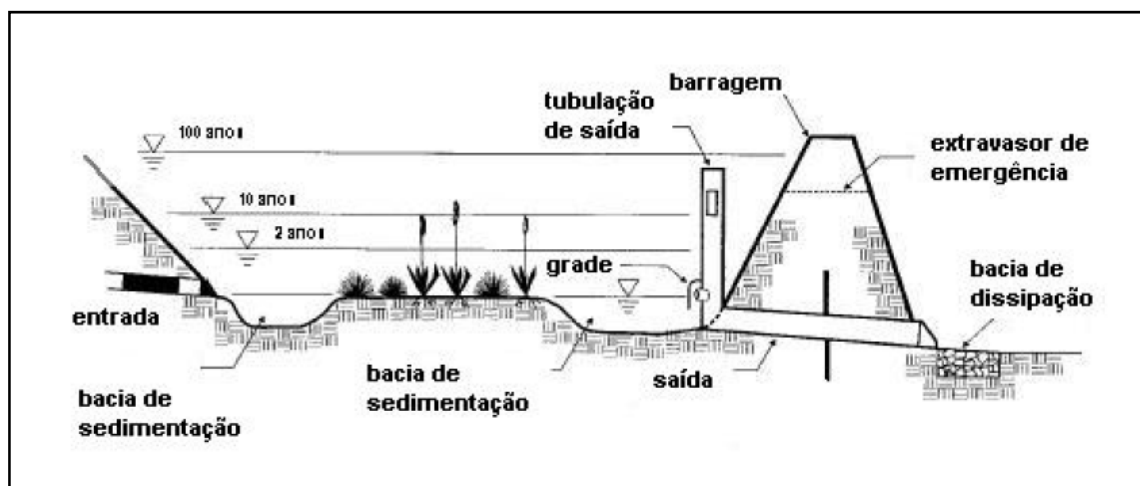
Figura 2.12 – Bacia de detenção em planta.



Fonte: *California Stormwater BMP Handbook* (2013).

Esta medida de controle é utilizada como uma forma de compensar a redução da capacidade de armazenamento da bacia por conta da impermeabilização e manter as condições de vazão anteriores ao desenvolvimento.

Figura 2.13 – Perfil de bacia de detenção.



Fonte: *California Stormwater BMP Handbook* (2013).



Quando os reservatórios dispõem de comportas, podem ser usados em projetos com diversas finalidades: controle de vazão, lazer, abastecimento, controle de qualidade da água, dentre outros. O controle da vazão de saída é feito de acordo com um limite pré-determinado (vazão crítica), porém, a necessidade de um operador torna o seu funcionamento vulnerável a erros humanos. No caso de reservatório com vertedor livre, não é possível controlar a vazão de saída do reservatório, o que diminui a sua eficácia no caso de grandes cheias. Um dos entraves à implantação dos reservatórios é a disponibilidade de locais para a sua construção, o que os torna mais comuns em bacias intermediárias.

No Brasil, o estado que mais utiliza os reservatórios de retenção/detenção, como forma de controle do escoamento superficial, é o Estado de São Paulo. O governo do estado, através do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), está construindo no vale do Tamanduateí, na capital, seis reservatórios de retenção (JUSTINO, 2004).

Existem ainda medidas estruturais intensivas de desvio do escoamento como túneis de derivação e canais de desvio. Estas medidas atuam na redução da vazão do canal principal através do encaminhamento de parte do fluxo a canais ou túneis escavados. A topografia e geologia do local podem determinar a viabilidade de implantação deste tipo de medida que, em geral, apresenta custos elevados e são utilizados em grandes bacias e rios.

#### *2.4.1.2 Medidas não estruturais*

As medidas não estruturais são aquelas que procuram reduzir os danos ou as consequências das inundações, não por meio de obras, mas pela introdução de normas, regulamentos e programas que visem, por exemplo, ao disciplinamento do uso e ocupação do solo, à implementação de sistemas de alerta e à conscientização da população para manutenção dos dispositivos de drenagem. (CANHOLI, 2005).

Johnson (1978) identificou as seguintes medidas não estruturais: construção de novas estruturas sobre pilotis, relocação de estruturas fora da área inundável, uso de material resistente à água, regulamentação da ocupação da área de inundação por cercamento, compra de área de inundação, seguro de inundação e instalação de serviço de previsão e alerta de enchente com plano de evacuação.

#### 2.4.1.2.1 Zoneamento de áreas de inundação

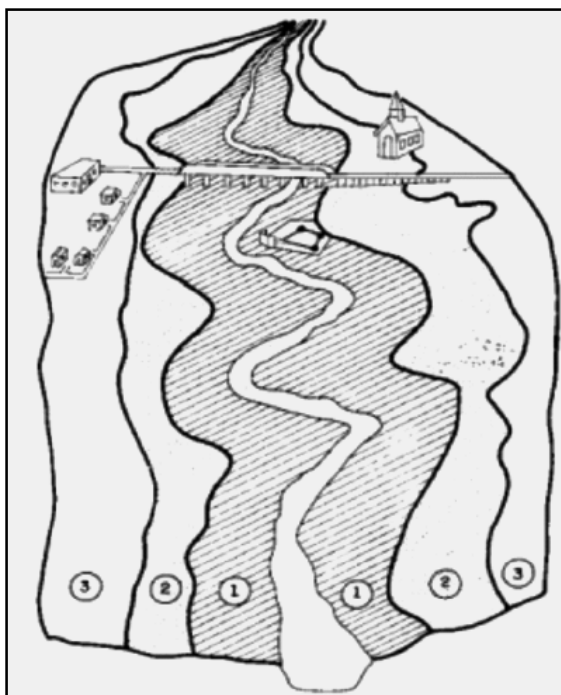
O zoneamento de áreas de inundação consiste na regulamentação da ocupação das áreas de risco e deve fazer parte do Plano Diretor do Município ou de um decreto municipal específico.

Para construir o zoneamento de áreas de inundação, é necessário determinar o risco de enchentes para períodos de retorno definidos. O mapeamento das áreas atingidas por cheias pode ser feito com base em mapas topográficos existentes, marcas de enchentes e simulações hidrológicas. A partir destes estudos, são elaborados os mapas de planejamento que definem as áreas atingidas por cheias com tempo de retorno escolhidos.

Segundo o *U.S. Water Resources Council* (1971), a seção de escoamento do rio pode ser dividida em três partes principais (Figura 2.14). São elas:

- a) zona de passagem da enchente (região 01): esta parte da seção permite o escoamento da enchente e não deve ser obstruída por construções. Em alguns casos, permite-se a construção de linhas de transmissão e condutos hidráulicos nessa área;
- b) zona com restrições (região 02): esta zona fica inundada com pequenas profundidades e baixas velocidades não contribuindo muito para a drenagem da enchente. A ocupação dessa área deve ser regulamentada. Pode ser usada como parques; uso agrícola; habitação com mais de um pavimento, sendo o piso superior acima do nível das enchentes; comércios e indústrias não sujeitos a danos de cheia; linhas de transmissão, estradas e pontes desde que corretamente projetados;
- c) zona de baixo risco (região 03): possui pequena probabilidade de ser inundada, podendo ser atingida por pequenas lâminas de água e baixas velocidades, não sendo necessária a regulamentação da sua ocupação.

Figura 2.14 – Regulamentação da zona inundável.



Fonte: U.S. Water Resources Council (1971).

#### 2.4.1.2.2 Regulamentação do uso e ocupação do solo

Normalmente, esta legislação está incorporada ao Plano Diretor do Município. De uma maneira geral, o ordenamento territorial tem como objetivo a gestão eficiente e sustentável do uso do território considerando a relação entre fatores naturais e antrópicos.

No âmbito da drenagem urbana, pode ser considerada uma medida preventiva que tem o objetivo de limitar a ampliação dos deflúvios causados pela impermeabilização da bacia a níveis compatíveis com a infraestrutura local. Visa também à proteção de mananciais e recursos hídricos, recuperação de áreas degradadas, tratamento de áreas públicas e expansão dos serviços de saneamento básico. No Estatuto da Cidade é ressaltada a importância da requalificação de áreas urbanas para adequar o adensamento à capacidade de suporte do meio físico e potencializar a utilização das áreas bem providas de infraestrutura (BRASIL, 2001).

#### 2.4.1.2.3 Serviço de previsão e alerta de enchente

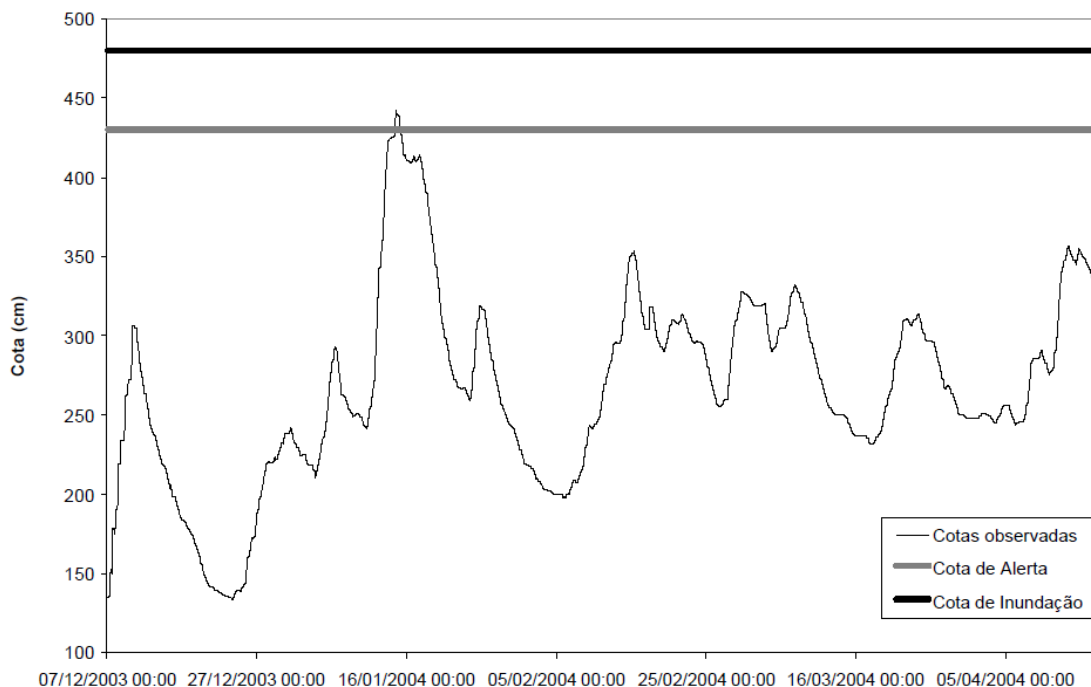
Os serviços de previsão e alerta de enchentes são medidas preventivas apoiadas em estudos de áreas de risco monitoradas em tempo real para antecipar esses eventos e permitir a mitigação dos danos. A partir de mapas de planejamento podem ser construídos os mapas de alerta com

régua instaladas em pontos de controle medindo os níveis do rio, o que permite alertar a população de uma possível enchente.

A variação do nível ou vazão de um rio depende, principalmente, das distribuições temporal e espacial da precipitação. A previsão de cheias pode ser feita com antecedência de poucos dias ou horas, considerando o tempo de deslocamento da água da bacia até uma seção de interesse, o que pode permitir o alerta à população ribeirinha e operadores de obras hidráulicas como barragens, por exemplo.

Para se prever cheias a curto prazo são necessários sistemas de coleta e transmissão de dados e meteorologia de estimativa. Durante a ocorrência do evento são coletados e transmitidos os dados de precipitação, nível (Figura 2.15) e vazão. Com esses dados, os modelos matemáticos fornecem estimativas de nível e vazão em uma ou mais seções do rio. Quando a previsão é de longo prazo, utiliza-se a estatística baseada em dados de medições considerando-se um risco escolhido.

Figura 2.15 – Monitoramento do nível do rio Doce em Aimorés.



Fonte: CPRM (2004).

Pode-se citar como exemplo o Sistema de Alerta contra Enchentes na Bacia do Rio Doce em Minas Gerais operado pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) – Serviço Geológico do Brasil em parceria com o Instituto Mineiro de Gestão das Águas (IGAM) e Agência Nacional de Águas (ANA). Este sistema abrange 16 municípios localizados nos estados de Minas Gerais e Espírito Santo, às margens dos rios Piranga, Piracicaba e Doce. A operação é feita 24 horas por dia e consiste em: coleta, armazenamento e análise de dados hidrometeorológicos de cerca de 30 pontos de observação na bacia; elaboração de previsões meteorológica e hidrológica; e transmissão das informações para os municípios via fax, e-mail e pela internet. Como resultado deste serviço diversos eventos já foram previstos com sucesso e os órgãos responsáveis comunicados com antecedência, possibilitando a tomada de decisões e a mobilização dos agentes públicos para a retirada das famílias das áreas de risco (CPRM, 2014).

## **2.5 O PLANEJAMENTO URBANO NO CONTEXTO DE DRENAGEM URBANA**

A falha de não incorporar a drenagem na fase inicial do desenvolvimento urbano, em geral, resulta em projetos muito dispendiosos ou mesmo, em estágios mais avançados, na sua inviabilidade técnico-econômica. (BRAGA, 1994).

Desta forma, um bom planejamento urbano requer a criação de Planos Diretores e Planos Diretores de Drenagem que considerem aspectos de urbanização sustentável.

### **2.5.1 O CONCEITO DE URBANIZAÇÃO SUSTENTÁVEL**

A ciência moderna constata que existe uma crise ambiental causada pelo crescimento populacional, modo de produção e consumo ocidental. As grandes cidades são consideradas as principais geradoras dessa crise, por isso pesquisadores discutem políticas públicas urbanas voltadas à questão ambiental.

Segundo Schussel (2004), a conceituação do desenvolvimento sustentável implica na reflexão sobre a noção de “cidade sustentável” porque atualmente as cidades concentram a maior fonte de poluição e produção de resíduos, além de consumirem a maior parte da energia do planeta. Não há consenso sobre o conceito de desenvolvimento sustentável, mas uma possível

definição seria um modelo ideal de desenvolvimento que busca conciliar o desenvolvimento humano com os outros componentes do ecossistema.

### 2.5.2 O PLANO DIRETOR COMO FERRAMENTA DE PLANEJAMENTO URBANO

Diante de tantos desafios na área de planejamento urbano no Brasil, a Constituição Federal de 1988 tornou obrigatória a elaboração de Planos Diretores para municípios com mais de 20 mil habitantes, o que impulsionou os debates políticos e governamentais que resultaram na criação do Estatuto da Cidade. Segundo Carvalho (2001), este Estatuto regulamenta os principais institutos jurídicos e políticos de intervenção urbana, amplia a obrigatoriedade do Plano Diretor para municípios de regiões metropolitanas, áreas de especial interesse turístico e com empreendimentos ou atividades com significativo impacto ambiental e dá outras providências. Seu caráter é municipalista, de gestão democrática e tem no Plano Diretor o instrumento básico da política urbana.

Um dos objetivos do Plano Diretor é garantir a implementação da infraestrutura básica para a população do Município. Segundo Rocha (2012), infraestrutura básica é o conjunto de equipamentos urbanos de escoamento das águas pluviais, distribuição de energia elétrica e iluminação pública, redes de esgoto sanitário e abastecimento de água potável, vias de circulação pavimentadas ou não.

Além disso, o Plano Diretor deve contar com mapas de zoneamento urbano acompanhados de normas e padrões de uso e ocupação do solo para inibir o uso inadequado, incompatível e inconveniente dos imóveis urbanos adequando-os à infraestrutura disponível e evitando a especulação imobiliária, a deterioração dos espaços urbanos e a poluição e degradação ambiental.

É importante também que o Plano Diretor priorize as medidas não estruturais de controle de enchentes. Neste sentido, o artigo 14 do Plano Diretor do Município de Uberlândia (PDMU) destaca a recuperação de fundos de vales, nascentes e córregos, criação de áreas de preservação, parques lineares e unidades de conservação, requalificação do Parque do Sabiá e elaboração do Plano Diretor de Drenagem (PDD) com cadastro técnico do sistema compatibilizado com as obras existentes possibilitando investimentos racionais (UBERLÂNDIA, 2006).

### 2.5.3 O PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA (PDDU)

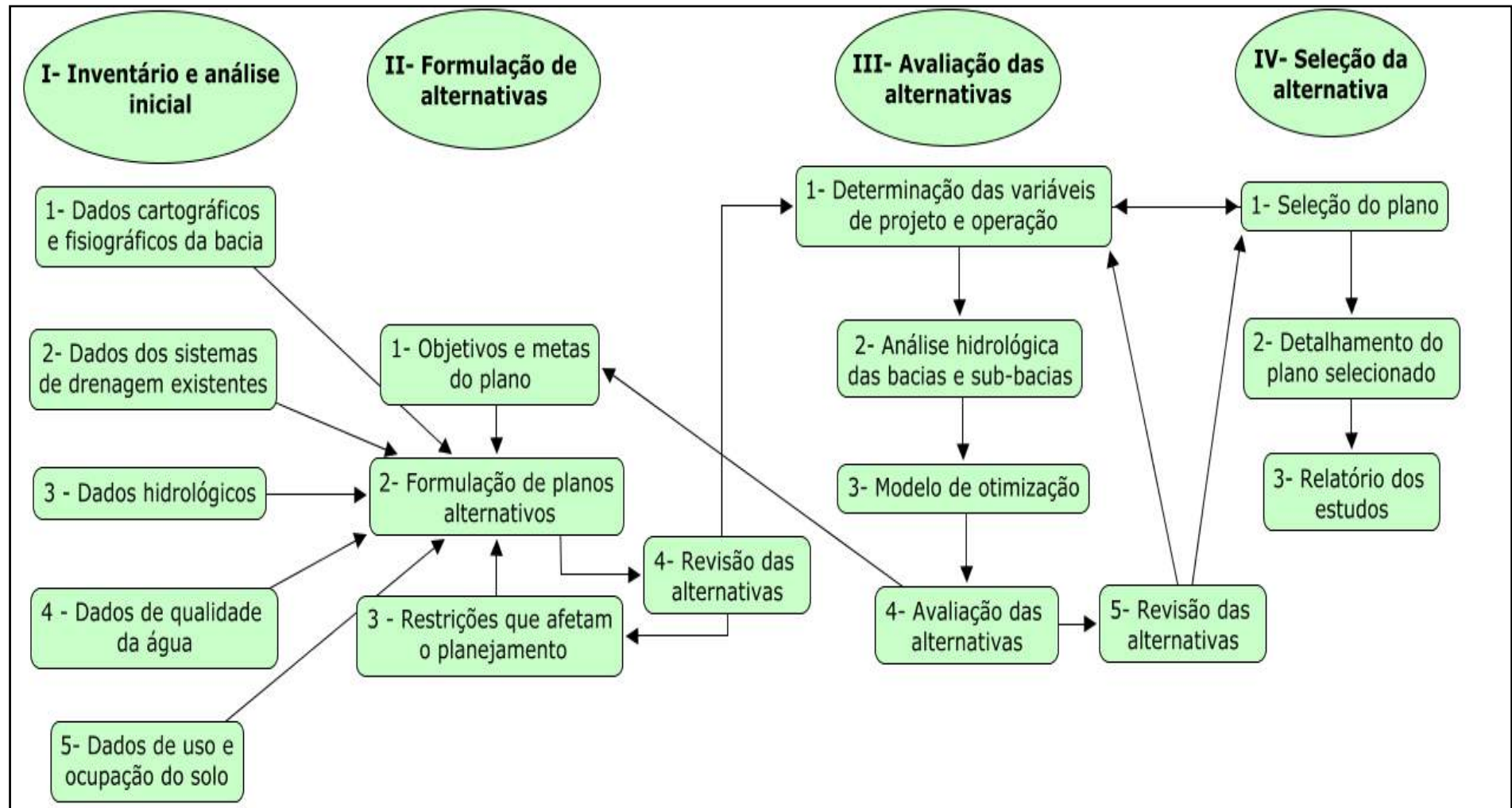
Num exame retrospectivo, constata-se que, após muitas décadas de esforço, foram poucos os avanços alcançados na redução das vulnerabilidades da sociedade brasileira aos desastres, mesmo contra aqueles de natureza cíclica e de caráter sazonal, como as secas, as inundações e os escorregamentos de solo. Dentre as vulnerabilidades culturais da sociedade brasileira, destacam-se o deficiente senso de percepção de risco, o fatalismo e o conformismo. (BRASIL, 1997).

O Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) é uma importante ferramenta de planejamento que permite a obtenção de soluções eficazes e economicamente viáveis através da ênfase em medidas não estruturais. Estes planos consistem das seguintes etapas:

- a) estudar toda a bacia hidrográfica e suas características dando respaldo técnico para a implantação de medidas de controle considerando o comportamento hidrológico da bacia no cenário atual e futuro;
- b) estabelecer normas e critérios de projeto para obras a serem implantadas na bacia;
- c) elaborar um cronograma de implantação de medidas de controle elaborado a partir de diretrizes técnicas e econômicas;
- d) identificar as várzeas de inundação e incluí-las nas zonas de não ocupação ou outras medidas não-estruturais cabíveis;
- e) priorizar medidas preventivas e soluções mais eficazes para os problemas de drenagem da bacia, considerando também os sistemas de transportes, lazer, habitação, industrial, etc. Além disso, deve ser avaliado o possível reaproveitamento da água pluvial para irrigação, recarga de aquíferos, abastecimento industrial, dentre outros.

Wanielista e Yousef (1993) dividem o planejamento da drenagem urbana em quatro etapas (Figura 2.16).

Figura 2.16 - Fluxograma das atividades principais de planejamento de sistemas de drenagem urbana.



Fonte: Wanielista e Yousef (1993).



# CAPÍTULO 3

## MATERIAIS E MÉTODOS

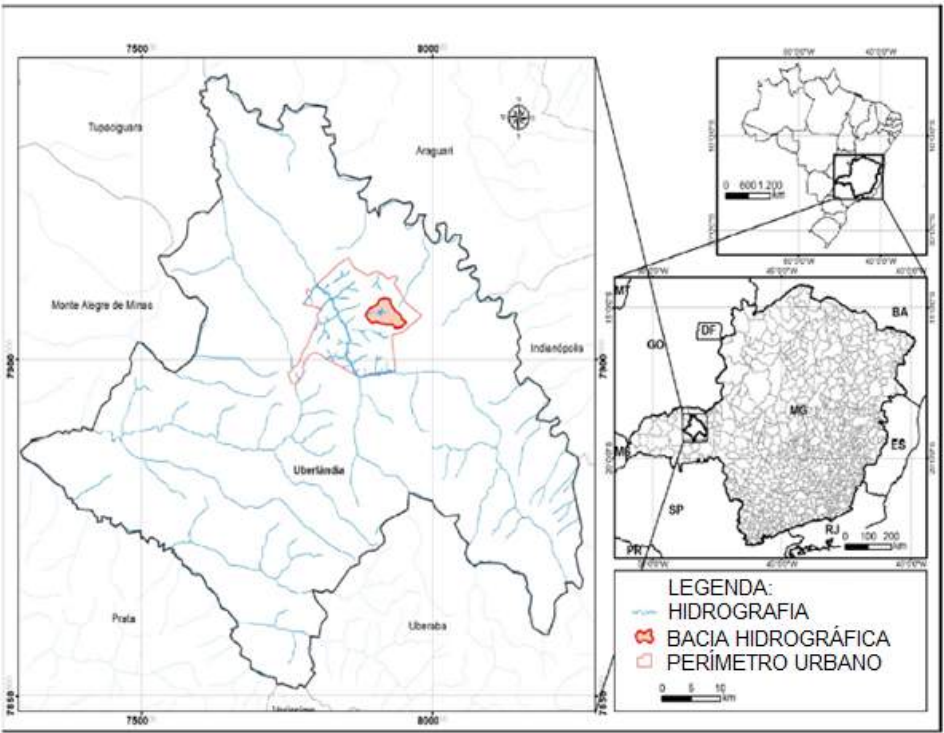
### 3.1 ÁREA DE ESTUDO

A cidade de Uberlândia-MG, localiza-se no Triângulo Mineiro, a cerca de 556 km a oeste da capital do Estado. Segundo dados do IBGE, a população do município em 2010 era de cerca de 604.013 habitantes. Estima-se que, em 2012, atingiu 619.536 habitantes distribuídos em uma área de 4.115,206 km<sup>2</sup>, sendo parte do perímetro urbano a área de 135,349 km<sup>2</sup>.

O município tem projeção nacional e internacional por ser considerado a capital nacional do atacado, pólo de biotecnologia e centro de agrobusiness. O seu PIB em 2010 era de 18,3 bilhões de reais (IBGE). É o quarto maior do estado e o 26º do país, sendo o setor de serviços responsável pela maior parte desse valor, seguido pela indústria e agropecuária.

Uberlândia se encontra no divisor de águas da bacia do Rio Uberabinha com a bacia do Rio Araguari. A bacia do Rio Uberabinha possui 2.198 km<sup>2</sup> e uma extensão de 149 km. Um dos mais importantes afluentes urbanos do Uberabinha é o córrego São Pedro que, por sua vez, recebe contribuições do córrego Lagoinha, Mogi e Jataí. A microbacia do córrego Jataí (Figura 3.1) possui área de 15,99 km<sup>2</sup> e está localizada na região leste da cidade de Uberlândia.

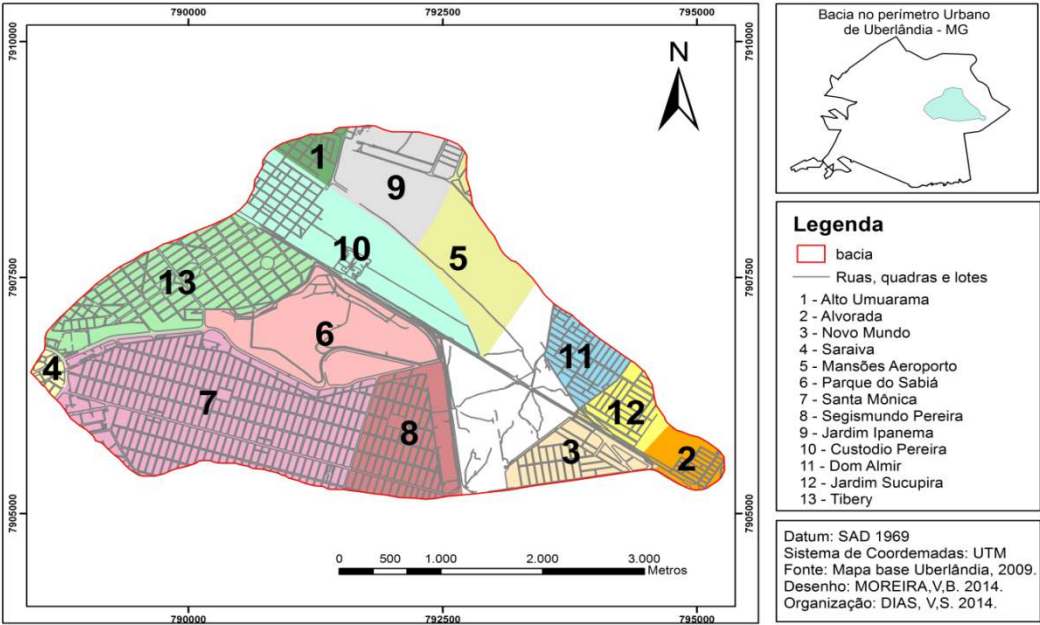
Figura 3.1 – Localização da microbacia do córrego Jataí.



Fonte: adaptado de Calderari (2012).

De acordo com o mapa base de Uberlândia de 2009, fornecido pela Prefeitura Municipal de Uberlândia (PMU), fazem parte da microbacia do córrego Jataí diversos bairros residenciais, um parque e áreas não urbanizadas (Figura 3.2).

Figura 3.2 – Bairros na microbacia do córrego Jataí.

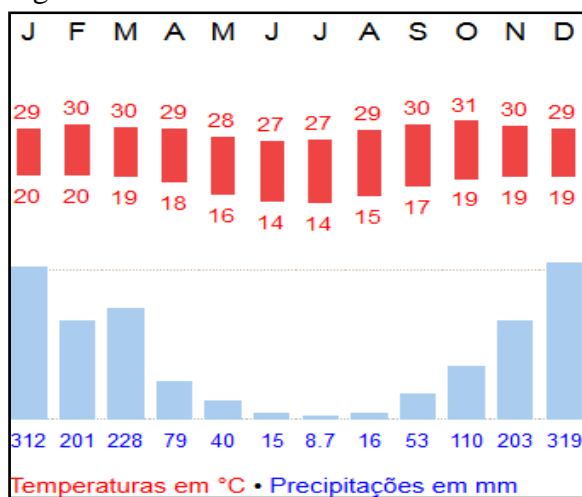


Fonte: O autor.

### 3.1.1 CLIMA

O clima da região é caracterizado como tropical de altitude (tipo AW segundo Koppen), marcado por um verão quente e chuvoso e inverno ameno e seco (Figura 3.3). A temperatura e precipitação média anual são 22,3°C e 1550 mm.

Figura 3.3 – Gráfico climático de Uberlândia.



Fonte: Instituto de Geografia da UFU (2004).

### 3.1.2 VEGETAÇÃO

A região do Triângulo Mineiro é caracterizada pelo domínio Morfoclimático dos Cerrados penetrados por florestas de galerias. Segundo o sistema de classificação da vegetação brasileira, proposto pelo IBGE (1991), constatou-se que a área apresenta Floresta Estacional Semidecidual, Savana Florestada (cerradão) e vegetação com influência fluvial, abrangendo tanto a mata de brejo quanto a vereda (campos hidromórficos caracterizados pela presença da palmeira arborescente *Mauritia flexuosa*). A floresta estacional possui uma abrupta região de transição com a mata de brejo, que se encontra ao longo de todo o leito do córrego Jataí, e outras duas transições gradativas com duas manchas de cerradões, uma em cada extremidade da floresta (GUILHERME et al., 1998).

As Florestas Estacionais Semidecíduais ou Mata Mesófila pertencem ao bioma da Mata Atlântica e são formadas por um estrato arbóreo com copa elevada, estrato arbustivo e herbáceo rico em diversidade. O cerradão tem características semelhantes à Mata Mesófila, porém, se apresenta mais rala e fraca por conta da menor disponibilidade hídrica. As veredas

apresentam vegetação adaptada aos solos hidromórficos como o Buriti e diversas espécies arbustivo-herbáceas.

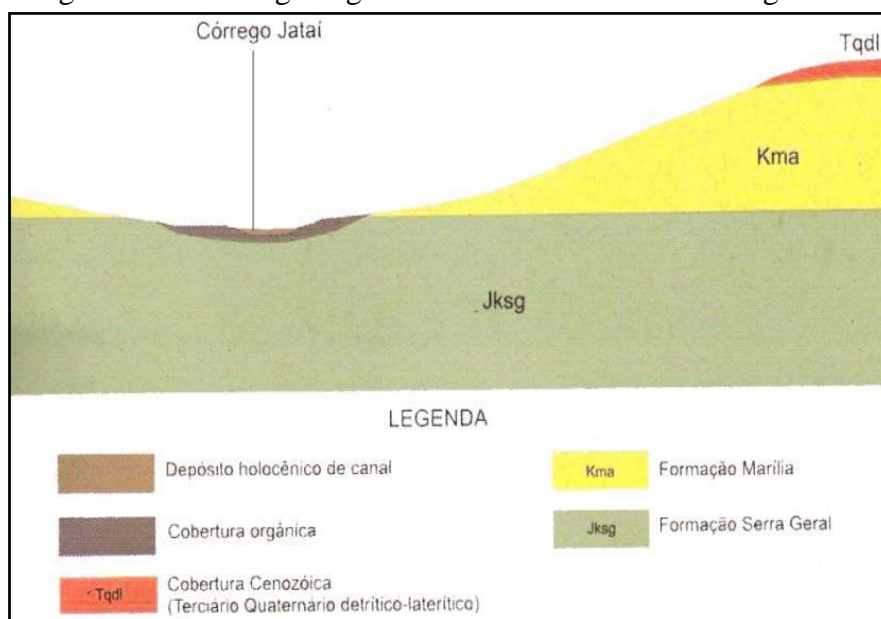
Na zona rural de Uberlândia, a vegetação nativa foi quase que totalmente substituída por pastagens e culturas de grãos. No perímetro urbano, com exceção das Áreas de Preservação Permanente (APPs) a cobertura vegetal original deu lugar à ruas, praças e edificações.

### 3.1.3 SOLOS

O município de Uberlândia encontra-se na borda nordeste do conjunto morfoestrutural denominado Bacia Sedimentar do Paraná assentada sobre as rochas pré-Cambrianas do grupo Araxá e Complexo Basal Goiano. Apresenta como litologias as rochas basálticas do Grupo São Bento (formação Botucatu e Serra Geral), o Grupo Bauru com as formações Marília e Adamantina sobre as rochas do grupo São Bento e os Sedimentos Cenozóicos inconsolidados, nos locais de maior altitude (SILVA et al., 2000).

Os estudos de cartografia geomorfológica na região do Triângulo Mineiro foram feitos por Radam (1983) e Baccaro (1991), ambos na escala de 1:1.000.000. Porém, para este trabalho, se fazem necessários estudos mais detalhados, pois abrange uma pequena área dentro do Município de Uberlândia. Peppe (2008) realizou um estudo na região do córrego Jataí onde identificou o perfil geológico da Figura 3.4.

Figura 3.4 – Perfil geológico transversal do vale do córrego Jataí.



Fonte: Peppe (2008).

As litologias areníticas (áreas de recargas de aquíferos), sobrepostas aos níveis de rochas basálticas da formação Serra Geral, alimentam os principais canais fluviais que mantêm a vazão relativamente estável mesmo na estação seca (DEL GROSSI, 1991). Estes arenitos da formação Marília se afloram sobre rochas da formação Serra Geral em camadas de até 25 metros.

Os Sedimentos Cenozóicos constituem-se de bancos de materiais rudáceos que podem atingir espessuras superiores a 10 metros e predomínio de seixos de quartzo e quartzito e, mais raramente, de basalto. Recobrem quase toda a extensão do município de Uberlândia, ocupando desde as áreas de chapadas até as vertentes dos vales fluviais (NISHIYAMA, 1989; RADAMBRASIL, 1983). Segundo Nishiyama (1998), nas regiões de chapadas onde encontramos este tipo de solo, a declividade dificulta o escoamento superficial e a baixa permeabilidade, promovida pelos seus elevados teores de argila (até 68%), contribuem para a formação de solos que podem ultrapassar os 10 metros de profundidade.

Nas regiões mais baixas se concentram os materiais sedimentares transportados das partes mais altas associados à matéria orgânica. Estes solos podem ser permanentemente saturados ou em determinado período do ano e são denominados hidromórficos.

#### *3.1.3.1 Ensaio com infiltrômetro de inundação*

Sabendo-se da baixa permeabilidade do solo nas regiões de chapadas devido à presença de elevados teores de argila, foram realizados ensaios com infiltrômetro de inundação para se determinar a capacidade de infiltração do solo nesta região da bacia.

A metodologia empregada foi baseada no método tradicional de Müntz que consiste na cravação no solo de dois cilindros concêntricos com diâmetro de 30 e 60 cm. Em seguida adiciona-se uma quantidade conhecida de água, mantendo o mesmo nível de água entre os dois cilindros. A partir da adição desse volume de água conhecido, conta-se o tempo até que o nível de água atinja um nível previamente estabelecido. Nesse momento, adiciona-se outra vez uma quantidade conhecida de água e mede-se o tempo até que o nível atinja novamente o ponto predeterminado. Repete-se este procedimento até que a taxa de infiltração não varie mais com o tempo. Desta forma, pode-se determinar o valor da taxa de infiltração e a capacidade de infiltração do solo.

### 3.1.4 CARACTERÍSTICAS FÍSIOGRÁFICAS E MORFOMÉTRICAS DA BACIA HIDROGRÁFICA

As características fisiográficas da bacia foram extraídas do mapa planialtimétrico de Uberlândia do ano de 2010, em escala 1:20.000, com curvas de nível equidistantes de um metro. O mapa foi fornecido pela Secretaria Municipal de Planejamento Urbano (SMPU) em formato digital compatível com o *software* AutoCAD.

A partir dos dados fisiográficos levantados, os parâmetros morfométricos foram calculados pelas equações descritas no item 2.3.3.1.

### 3.1.5 USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Pelas inúmeras vantagens citadas, optou-se pela classificação do uso e ocupação do solo da bacia a partir das imagens dos satélites da *Digital Globe* e *CNES/Astrium*, com data de 14 de maio de 2014 (condição atual) e obtidas gratuitamente no *software* Google earth.

Considerando a área de estudo, o objetivo proposto, as imagens disponíveis, o tempo e o custo de implementação da classificação, optou-se pelo método de interpretação visual e vetorização dos elementos de cada classe no *software* ArcGIS. Isso porque, levando-se em conta a resolução espacial das imagens obtidas dos satélites citados, esta metodologia permitiu um melhor detalhamento da superfície de estudo quando comparada à classificação supervisionada.

O cenário de urbanização crítica foi construído considerando que as áreas loteadas foram plenamente ocupadas e nas áreas não loteadas foram criados loteamentos hipotéticos com base na 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. O artigo 13 desta lei dispõe sobre as áreas mínimas, calculadas sobre a área total loteável, que deverão ser destinadas ao Município nos loteamentos e reloteamentos (UBERLÂNDIA, 2000). São elas:

I - 20% (vinte por cento) para o sistema viário;

II - 10% (dez por cento) para áreas de uso institucional;

III - 7% (sete por cento) para áreas de recreação pública.

Ressalta-se que as vias dos novos loteamentos foram criadas buscando-se permitir a continuidade dos fluxos viários das vias dos loteamentos existentes.

As classes de uso e ocupação do solo encontradas na bacia foram classificadas em:

- a) áreas verdes: pastos, cerradões e gramados;
- b) solo exposto;
- c) vegetação natural (nativa);
- d) represas;
- e) edificadas: construções em geral;
- f) pavimentadas: ruas e calçadas.

#### 3.1.5.1 Áreas impermeáveis (AI)

As coberturas impermeáveis são compostas basicamente por dois componentes: telhados e sistemas de transporte (ruas, estradas e estacionamentos). Segundo o *Urban Stormwater Management in the United States – USMU* (2009), algumas áreas de solo exposto e estacionamentos não pavimentados também possuem características de áreas impermeáveis por dificultar a infiltração da água. Além disso, pode-se considerar também que os cursos de água e lagos também são áreas impermeáveis.

As áreas impermeáveis são divididas em duas categorias principais:

- a) Áreas Impermeáveis Diretamente Conectadas (AIDC): incluem superfícies que conduzem a água precipitada diretamente aos condutos do sistema de drenagem sem passar por áreas permeáveis consideráveis (geralmente de 1,5 a 6 m dependendo das características do solo e declividade). Desta forma, o foco principal de estudos que avaliam a influência da urbanização no escoamento deve ser a AIDC (USMU, 2009).
- b) Áreas Impermeáveis Não Conectadas (AINC): o escoamento destas áreas podem se espalhar por áreas permeáveis onde poderão infiltrar antes de atingir o sistema de drenagem. Portanto, poderá haver uma redução significativa no volume e atraso da parcela que não infiltrou para entrar no sistema de drenagem pluvial.

Segundo Debo e Reese (2003) a área impermeável, em especial, aquela diretamente conectada ao sistema de drenagem deve ser considerada no cálculo do Número de Curva (CN). Nesse sentido, o *software* ABC possui um campo onde deve ser informada a área impermeável e outro campo onde se informa a porcentagem diretamente conectada.

Boyd e outros (1993), comparou dados de chuvas com seu respectivo escoamento superficial em 26 bacias para estimar a AIDC e perdas iniciais em áreas impermeáveis. Este autor propõe a Equação 3.1, e informa que deve existir uma clara distinção entre áreas urbanizadas e áreas impermeáveis por conta da existência de áreas permeáveis e semipermeáveis (relvas, jardins e parques) no meio urbano.

$$A = A_i + A_p \quad (3.1)$$

Onde:

$A$  = área total da bacia, em (km<sup>2</sup>);

$A_i$  = área impermeável da bacia, em (km<sup>2</sup>);

$A_p$  = área permeável da bacia, em (km<sup>2</sup>).

Além disso, conclui-se que no caso de precipitações intensas, áreas impermeáveis não conectadas e áreas permeáveis poderão contribuir com o escoamento no sistema de drenagem após escoarem sobre áreas permeáveis (BOYD et al., 2003).

A estimativa da AIDC a partir da área da bacia hidrográfica e da área impermeável total pode ser realizada pela Equação 3.2 elaborada por Boyd, Bulfill e Knee (1993;1994) e adaptada de Tucci (2000):

$$A_{idc} = 0,86 * A_i \quad (3.2)$$

Onde:

$A_{idc}$  = área impermeável diretamente conectada, em (km<sup>2</sup>);

$A_i$  = área impermeável total da bacia hidrográfica, em (km<sup>2</sup>).



## 3.2 MODELO HIDROLÓGICO

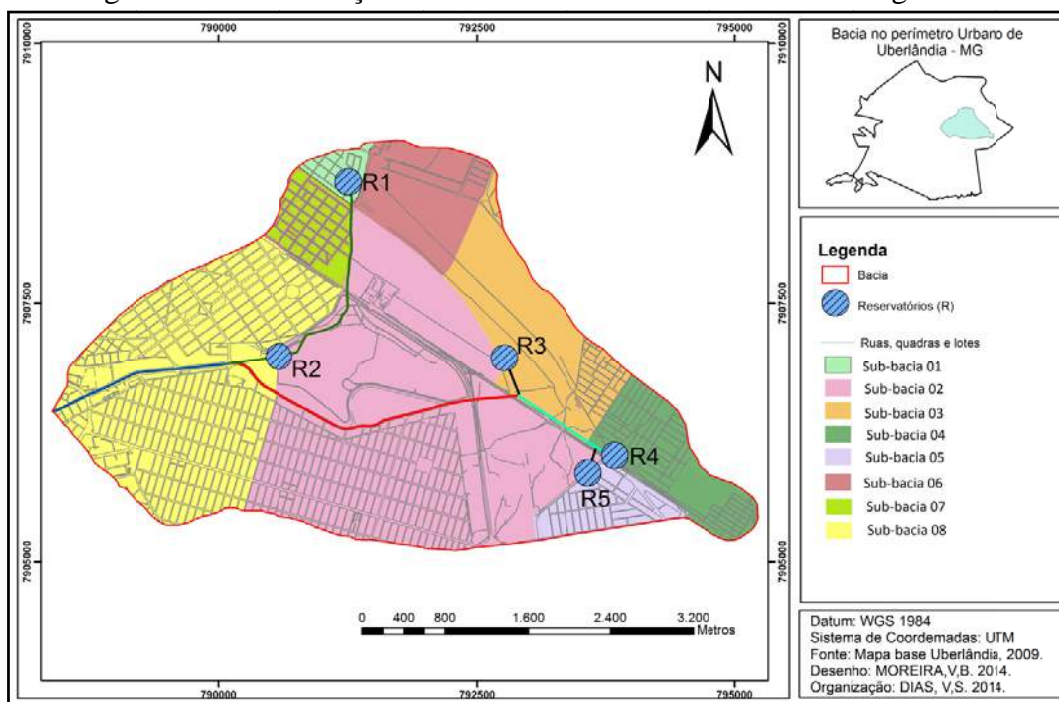
Neste estudo, utilizou-se o modelo ABC para a realização das simulações e caminhamento de ondas de cheias geradas pelas tormentas de projeto, pois foi desenvolvido para pequenas e médias bacias urbanas e rurais. Além disso, permitiu utilizar a entrada manual de dados de chuvas intensas, cálculo da chuva excedente e construção do hidrograma triangular pelo método do SCS, além de considerar o amortecimento de cheias em canais e reservatórios.

### 3.2.1 DISCRETIZAÇÃO

A microbacia do córrego Jataí foi discretizada em sub-bacias, pois, segundo Garcia (2005), a simplificação da bacia propicia aumentos na sua vazão de pico e diminuição no tempo de concentração, uma vez que diminui o armazenamento nos canais da simulação. Além disso, esta discretização permite a simulação de cada sub-bacia considerando as suas peculiaridades (topografia, redes de drenagem, reservatórios, uso e ocupação do solo, dentre outros). Isso permite a obtenção de parâmetros com valores mais acurados.

O contorno das sub-bacias foi feito a partir do mapa planialtimétrico de Uberlândia do ano de 2010, em escala 1:20.000, com curvas de nível equidistantes de um metro, porém também foram consideradas as características das redes de drenagem dos loteamentos (Figura 3.5).

Figura 3.5 – Localização das sub-bacias da microbacia do córrego Jataí.



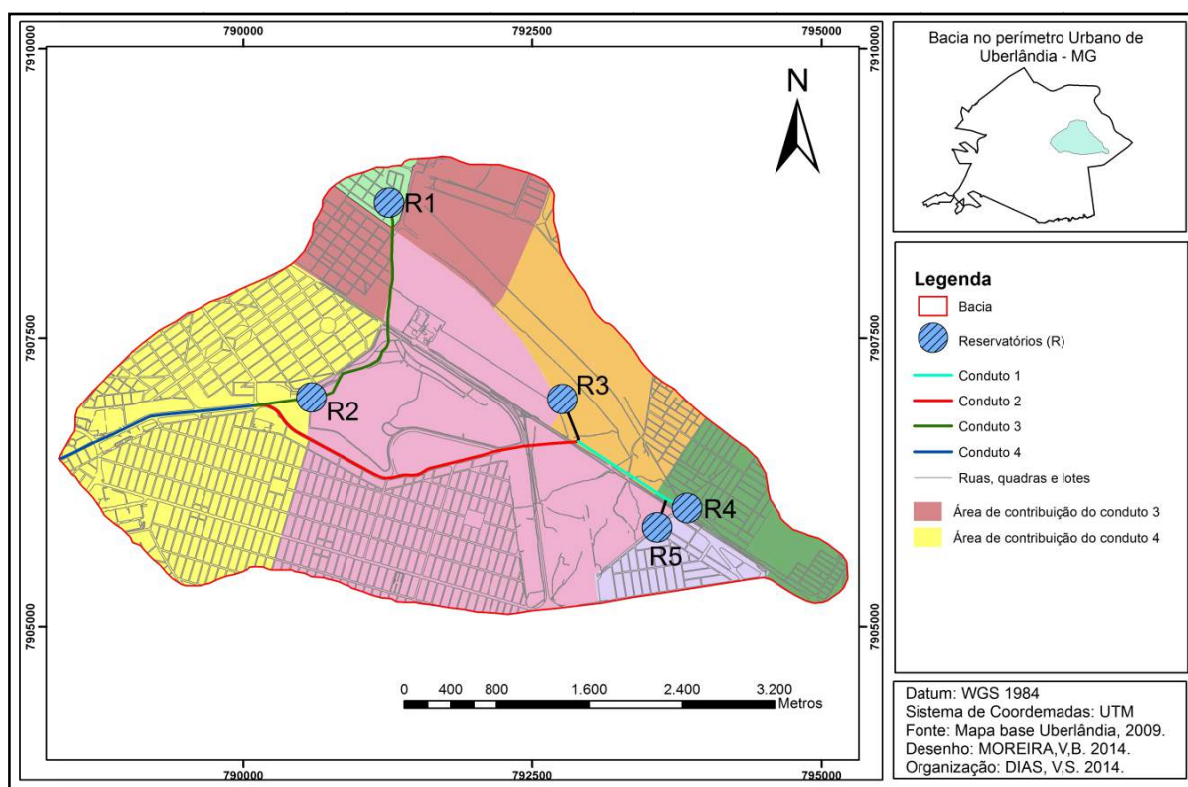
Fonte: O autor.

### 3.2.2 REDES E CANAIS PRINCIPAIS

Segundo dados da Secretaria Municipal de Obras, o conduto 01 recebe contribuições dos reservatórios 04 e 05 e segue até uma caixa de passagem onde recebe contribuição do reservatório 03. Nesta caixa de passagem, inicia-se o conduto 02 que segue até o encontro com o canal do vertedor do reservatório 02. Daí em diante, o conduto 04 segue até o exutório da bacia recebendo contribuições dos bairros adjacentes.

A sub-bacia do reservatório 01 contribui com o conduto 03 e está ligada ao reservatório 02. Também contribuem para o conduto 03 parte do bairro Custódio Pereira e Jardim Ipanema (Figura 3.6).

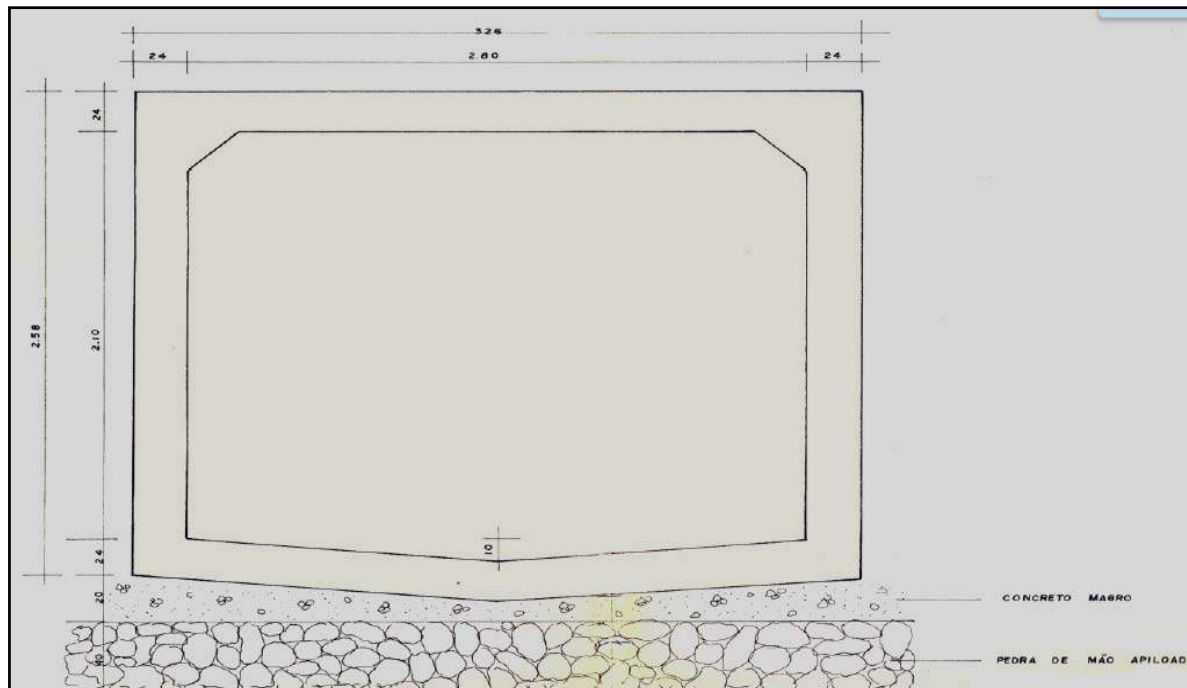
Figura 3.6 – Redes de drenagem principais da microbacia do córrego Jataí.



Fonte: O autor.

Os condutos 01, 02 e 03 são de concreto e circulares, porém não se dispõe das demais informações sobre estes condutos. Já o conduto 04 é retangular de concreto (Figura 3.7).

Figura 3.7 – Seção do conduto 04.



Fonte: Calderari (2012).

Para que seja possível calcular a velocidade nos canais e condutos é necessário conhecer a sua declividade. Desta forma, diante da indisponibilidade de dados da rede de drenagem principal, as declividades dos condutos foram consideradas iguais à declividade do terreno. Para isso foram feitas as medições de comprimentos dos condutos e interpolações entre curvas de nível para obtenção das suas cotas iniciais e finais no mapa planialtimétrico de Uberlândia do ano de 2010, em escala 1:20.000, com curvas de nível equidistantes de um metro. A declividade média de cada conduto foi determinada através da Equação 3.3:

$$I_c = \frac{L_c}{h_i - h_f} \quad (3.3)$$

Onde:

$I_c$  = declividade média do conduto, em (m/m);

$L_c$  = comprimento do conduto, em (m);

$h_i$  e  $h_f$  = cota do conduto inicial e final respectivamente, em (m).

### 3.2.2.1 Amortecimento em canais

O *software* ABC permite considerar o amortecimento em canais e rios através do modelo Muskingum, descrito na Equação 3.4:

$$S = K[X I + (1 - X)Q] \quad (3.4)$$

Onde:

$S$  = volume armazenado no trecho, em (m<sup>3</sup>);

$I$  = vazão de entrada no trecho, em (m<sup>3</sup>/s);

$Q$  = vazão de saída do trecho, em (m<sup>3</sup>/s);

$X$  = fator de ponderação ( $0 \leq X \leq 0,5$ ).

$K$  = constante de armazenamento, em (s). Representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho (Equação 3.5):

$$K = \frac{\Delta x}{C_{el}} \quad (3.5)$$

Cunge (1969) estimou os parâmetros do modelo Muskingum utilizando considerações do termo de difusão numérico e real através da Equação 3.6:

$$X = 0,5 \left( 1 - \frac{Q_{ref}}{B S_0 C_{el} \Delta x} \right) \quad (3.6)$$

Onde:

$B$  = base do canal, em (m);

$S_0$  = declividade, em (m/m);

$\Delta x$  = comprimento do trecho, em (m);

$Q_{ref}$  = vazão de referência, em (m<sup>3</sup>/s), sendo  $Q_{ref} = \frac{2}{3} Q_{máx}$ ;

$Q_{máx}$  = vazão máxima no conduto, determinada pela Equação 3.7:

$$Q_{máx} = \frac{1}{n} * A_m * R_H^{\frac{2}{3}} * S_0^{0,5} \quad (3.7)$$

Onde:

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning (Tabela 06);

$A_m$  = área molhada da seção transversal do conduto, em (m<sup>2</sup>);

$R_H$  = raio hidráulico da seção transversal do conduto, em (m). Sendo  $R_H = \frac{A_m}{P_m}$ ;

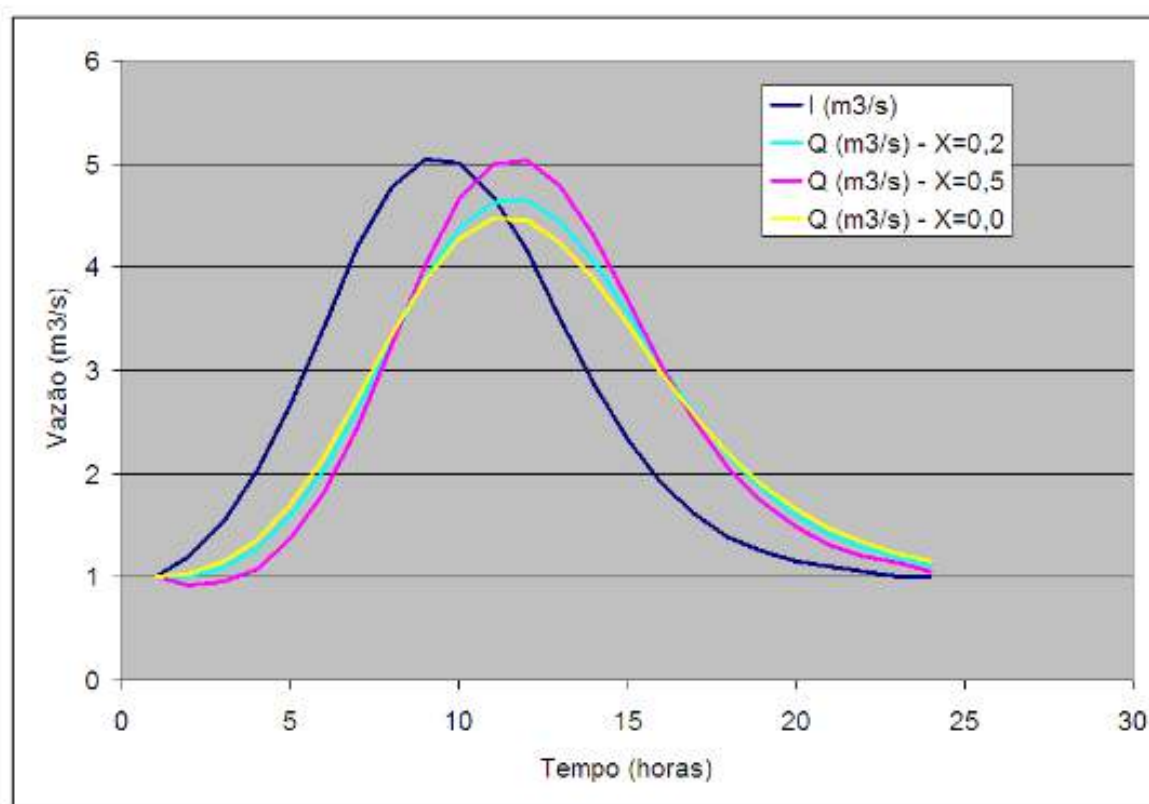
$P_m$  = perímetro molhado da seção transversal do conduto, em (m).

$C_{el}$  = celeridade da onda, determinada pela Equação 3.8:

$$C_{el} = \frac{5}{3} * \frac{S_0^{0,30} Q_{ref}^{0,4}}{n^{0,6} B^{0,4}} \quad (3.8)$$

A Figura 3.8 exemplifica o amortecimento do hidrograma para diferentes valores do fator de ponderação “X”.

Figura 3.8 – Amortecimento de hidrograma para diferentes valores de X.



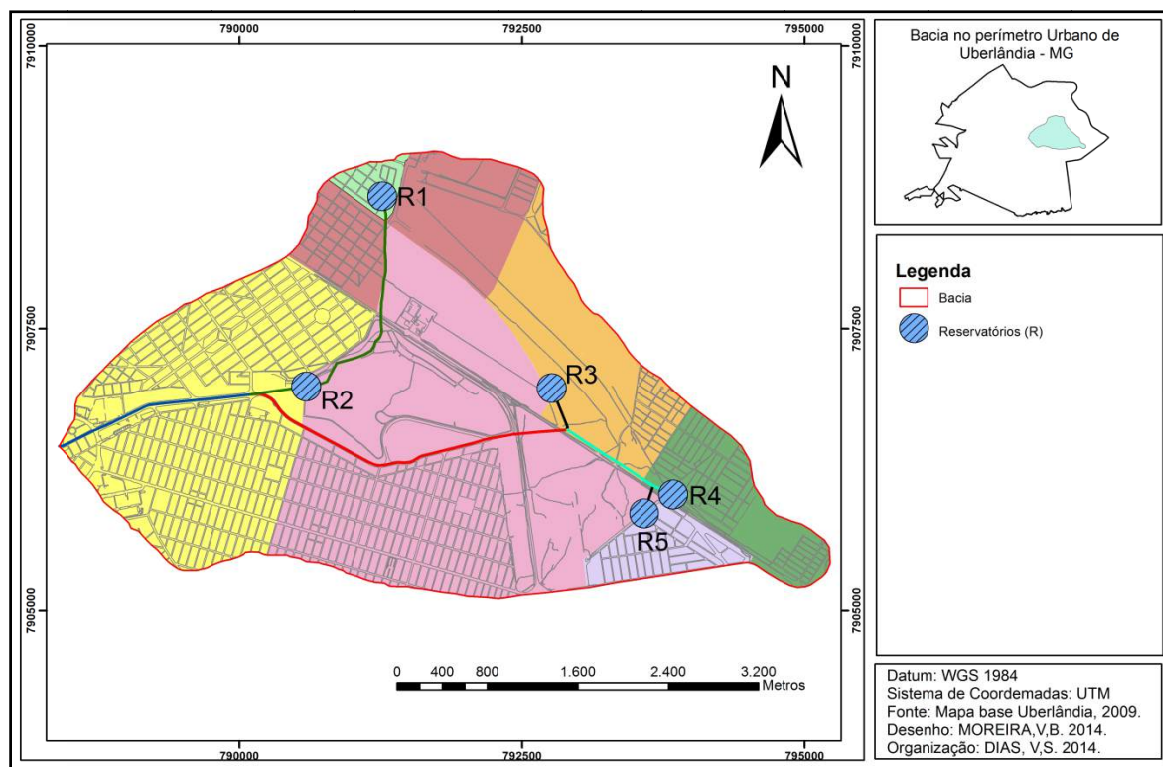
Fonte: DAEE (2011).

A metodologia descrita neste item foi utilizada para calcular o amortecimento da onda de cheia no conduto 04 cujas dimensões são conhecidas. Para os demais condutos considerou-se apenas a translação do hidrograma.

### 3.2.3 AMORTECIMENTO DE CHEIAS EM RESERVATÓRIOS

A Figura 3.9 mostra a posição dos cinco reservatórios de amortecimento da bacia. Os reservatórios 01, 03, 04 e 05 são de detenção e recebem a água drenada das sub-bacias respectivas. O reservatório 02 recebe contribuição da sub-bacia 02, é de retenção e *in-line*, pois por ele passa o córrego Jataí.

Figura 3.9 – Posição dos reservatórios de amortecimento na microbacia do córrego Jataí.



Fonte: O autor.

#### 3.2.3.1 Reservatórios de detenção

Na bacia do córrego Jataí, as medidas mais utilizadas para retardamento de escoamento têm sido as bacias de detenção, também chamadas de bolsões de infiltração. Estes foram construídos seguindo um padrão de formato trapezoidal com taludes inclinados revestidos com grama e fundo em solo exposto. Podem ter um ou mais pontos de entrada de água, mas



apenas uma saída do tipo vertedor de orifício retangular. O acesso ao interior dos reservatórios é feito por rampas de solo compactado. Existem diversos reservatórios de retenção espalhados pelos bairros construídos em regiões mais altas e planas da microbacia.

É recomendável que estes reservatórios possuam um dispositivo de controle da vazão de saída para o funcionamento normal e outro extravasor para preservar a integridade estrutural da barragem no caso de uma emergência. As Figuras 3.10 e 3.11 mostram as estruturas de entrada e saída de água do reservatório 05. Os reservatórios 01, 03 e 04 também tem estruturas semelhantes.

Figura 3.10 – Entrada de água do reservatório de retenção 05.



Fonte: O autor.

Figura 3.11 – Vertedor do reservatório 05.



Fonte: O autor.

Em levantamentos de campo, foram determinadas as características geométricas e de funcionamento dos reservatórios trapezoidais 01, 03, 04 e 05 (Tabela 3.1). No cálculo das dimensões médias, foi considerada a inclinação dos taludes medida no local de 40 graus em relação à vertical.

Tabela 3.1 – Dados dos reservatórios de detenção 01, 03, 04 e 05.

Reservatório	Comprimento médio (m)	Largura média (m)	Altura útil (m)	Capacidade de armazenamento (m <sup>3</sup> x 1.000)	Controle da vazão de saída	Dimensões do vertedor (m)	Altura do vertedor em relação ao fundo do reservatório (m)
R. 01	67,85	38,85	2,20	5,80	Vertedor do tipo orifício retangular	0,3 x 0,3	0,50
R. 03	468,70	56,70	2,20	58,47	Vertedor do tipo orifício retangular	0,3 x 0,3	0,50
R. 04	483,70	28,70	2,20	30,54	Vertedor do tipo orifício retangular	0,3 x 0,3	0,50
R.05	661,55	32,55	2,20	47,37	Vertedor do tipo orifício retangular	0,3 x 0,3	0,50

Fonte: O autor.



Nos vertedores dos reservatórios 01, 03, 04 e 05, para o nível de água variando de 0,5 a 0,8 metros em relação ao fundo do reservatório, a descarga no vertedor é dada pela fórmula de vertedor retangular de parede delgada (espessura da parede < 0,66 altura da lâmina de água). Azevedo Neto e outros (1998), apresentam a Equação 3.9 para este cálculo:

$$Q = 1,838 * L * h^{\frac{3}{2}} \quad (3.9)$$

Onde:

Q = vazão de descarga, em (m<sup>3</sup>/s);

L = largura do vertedor, em (m);

h = altura da água sobre a geratriz inferior do vertedor, em (m).

Para o nível de água variando de 0,8 a 2,2 metros de altura em relação ao fundo do reservatório, o vertedor funciona como orifício. Segundo Akan (1993), na classe de orifício estão inclusos os tubos e galerias curtas sem que a saída esteja submersa e, neste caso, a fórmula usualmente empregada é a Equação 3.10:

$$Q = C_d * A_0 * \sqrt{2 * g * h} \quad (3.10)$$

Onde:

Q = vazão de descarga, em (m<sup>3</sup>/s);

A<sub>0</sub> = área da seção transversal do orifício, em (m<sup>2</sup>);

g = aceleração da gravidade = 9,81 m/s<sup>2</sup>;

h = altura da água sobre a geratriz superior da galeria ou tubulação (m);

C<sub>d</sub> = coeficiente de descarga do orifício.

Adotou-se o coeficiente de descarga médio igual a 0,62 recomendado por Wanielista (1997) para orifícios.

### 3.2.3.2 Reservatório de retenção

O reservatório 02, localizado no Parque do Sabiá (Figura 3.12), possui estrutura e funcionamento peculiares por ser resultado do represamento do córrego Jataí, mas funciona também como reservatório de amortecimento de cheias da sub-bacia 02.

Figura 3.12 – Reservatório 02.



Fonte: Uberlândia (2014).

O volume de espera de um reservatório de retenção foi definido por Lopes e Santos (2002) como a parcela do volume útil do reservatório destinada ao amortecimento de cheias para restringir as vazões à jusante. Calderari (2012) obteve as áreas inundadas para cada cota do reservatório considerando uma profundidade máxima de 9 metros. Diante da ausência de dados oficiais e sabendo-se que, no *software* ABC, as cotas do reservatório são utilizadas para o cálculo do volume de espera, vazão no vertedor e cota de extravasamento, arbitrou-se em 95 metros a cota do fundo deste reservatório e o seu volume de espera foi estimado como o volume armazenado entre as cotas 100 e 104 metros considerando-se as áreas inundadas definidas previamente por Calderari (2012) conforme a Tabela 3.2. No caso dos reservatórios de detenção a cota do fundo do reservatório foi arbitrariamente definida em 100 metros, pois como não há lâmina de água perene todo o seu volume foi considerado volume de espera.

Tabela 3.2 – Cota x área x volume do reservatório 02.

<b>Cota (m)</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume armazenado (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume de espera (m<sup>3</sup>)</b>
95,00	0,00	0,00	0,00
96,00	937,86	468,93	0,00
97,00	9.075,51	6.675,58	0,00
98,00	33.271,97	32.464,01	0,00
99,00	75.310,19	94.876,42	0,00
100,00	137.350,62	255.946,15	0,00
101,00	160.093,97	356.605,82	100.659,67
102,00	185.329,86	526.198,73	270.252,58
103,00	199.575,66	711.951,68	456.005,53
104,00	217.078,26	916.221,51	660.275,36

Fonte: adaptado de Calderari (2012).

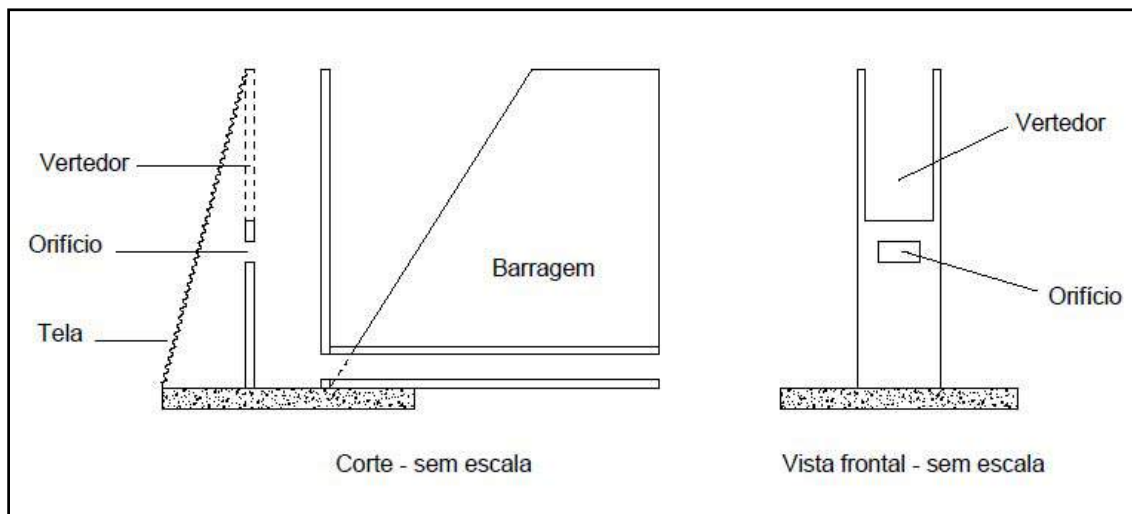
Por não serem disponíveis dados acerca do vertedor existente, adotou-se para o reservatório 02 uma estrutura composta de um poço de concreto com um orifício e um vertedor retangular, ambos de parede delgada, conforme dados da Tabela 3.3 e Figura 3.13. As dimensões do orifício foram baseadas no dimensionamento de Canholi (2005) para o reservatório de amortecimento do Pacaembu (Piscinão do Pacaembu), já o vertedor retangular foi dimensionado para a vazão gerada no cenário de urbanização atual. O cálculo da vazão escoada pelos extravasores foi feito a partir das Equações 3.10 e 3.9, para o orifício e vertedor respectivamente.

Tabela 3.3 – Dados dos extravasores do reservatório 02.

<b>Extravasor</b>	<b>Largura (m)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Cota de início (m)</b>	<b>Cota de término (m)</b>	<b>Coefficiente de descarga médio</b>
Orifício	1,0	0,5	100,0	100,5	0,62
Vertedor	2,0	3,0	101,0	104,0	-

Fonte: O autor.

Figura 3.13 – Detalhe do vertedor do reservatório 02.



Fonte: O autor.

### 3.2.3.3 Cálculo do amortecimento

Para considerar o amortecimento nos reservatórios foi utilizado o método modificado de Pulz, elaborado em 1928 com base na equação da continuidade e descrita por Tomaz (2002) conforme Equação 3.11:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (3.11)$$

Onde:

I = vazão afluente;

Q = vazão efluente;

S = volume.

Segundo Canholi (2005), para resolver esta equação, utilizam-se como dados de entrada o hidrograma de projeto, as características físicas do reservatório (curva cota x área x volume, níveis de água máximo e mínimo admissíveis) e a curva (cota x vazão) da estrutura de controle de saída e, como resultado esperado, tem-se o hidrograma das vazões efluentes, os níveis de água atingidos na saída da bacia de retenção e o volume armazenado.

### 3.2.4 DETERMINAÇÃO DA CHUVA EXCEDENTE

A parcela de chuva excedente foi obtida pelo método do Serviço de Conservação do Solo (SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos da América (USDA), atualmente Serviço de Conservação dos Recursos Naturais (NRCS). Este método permite estimar a parcela da precipitação que resulta em escoamento superficial (precipitação excedente ou efetiva) e também seu volume e distribuição no tempo tendo como principal variável o número da curva de escoamento superficial (CN) que é estimado com base nas informações de tipo de uso e ocupação do solo, tipo de solo e umidade antecedente à precipitação. Isso é feito em tabelas que relacionam estas variáveis com o CN (Tabela 3.4). De uma maneira geral, quanto maior o CN maior é a precipitação efetiva.

No método do SCS, os tipos de solo são divididos em quatro grupos. São eles:

- a) grupo A - solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%;
- b) grupo B - solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras nem camadas argilosas até 1,5m mas é quase sempre presente camada mais densificada que a camada superficial;
- c) grupo C - solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30% mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidades de 1,2m. No caso de terras roxas, estes dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se, a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B mas ainda longe das condições de impermeabilidade;
- d) grupo D - solos argilosos (30 - 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como B mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados.

Tabela 3.4 – Número de curva (CN) para diferentes tipos de ocupação e tipo de solo – condição II de umidade do solo.

Utilização ou cobertura do solo		Tipo de solo			
		A	B	C	D
Uso Residencial					
Tamanho médio do lote	% impermeável				
até 500 m <sup>2</sup>	65	77	85	90	92
1000 m <sup>2</sup>	38	61	75	83	87
1300 m <sup>2</sup>	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
em paralelepípedos		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
boas condições, cobertura de grama > 75%		39	61	74	80
condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Zonas cultivadas sem curvas de nível		72	81	88	91
Zonas cultivadas com curvas de nível		62	71	78	81
Pasto ou terrenos em más condições		68	79	86	89
Baldios em boas condições		39	61	74	80
Campos em boas condições		30	58	71	78
Florestas: coberturas boas		25	55	70	77

Fonte: adaptado de Tucci (2000).

Nesse método, a umidade antecedente do solo é relacionada com as estações seca e úmida, considerando as chuvas ocorridas nos últimos cinco dias, conforme a tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Condições de umidade antecedente dos solos no método do SCS.

Condições de Umidade Antecedente	Precipitação acumulada nos 5 dias antecedentes em mm	
	Estação Seca	Estação Úmida
I	menor que 13	menor que 36
II	13 a 28	36 a 53
III	maior que 28	maior que 53

Fonte: McCuen (1989).

Sendo que as três condições de umidade antecedente do solo são:

- a) condição I: condição em que os solos de uma bacia hidrográfica estão secos, mas não ao ponto de murchamento das plantas, é quando se ara ou cultiva bem o solo;
- b) condição II: é o caso em que os solos encontram-se na “umidade ideal”, isto é, nas condições que precederam a ocorrência de uma enchente máxima anual em numerosas bacias hidrográficas;
- c) condição III: condição em que os solos se apresentam quase saturados, quando da ocorrência de chuvas fortes ou fracas e baixas temperaturas durante 5 dias anteriores a uma determinada precipitação.

O SCS propõe as Equações 3.12 e 3.13 para determinar a chuva excedente.

$$h_e = \frac{(h-0,2*S)^2}{h+0,8*S} \quad (3.12)$$

$$S = 25,4 * \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (3.13)$$

Onde:

$h_e$  = chuva excedente, em (mm);

$h$  = chuva acumulada, em (mm);

$S$  = retenção potencial do solo, em (mm).

A Equação 3.12 é válida para  $h > 0,2*S$ , pois estima-se em  $0,2*S$  as perdas iniciais por interceptação e depressões no solo. Por conta da ocorrência de vários tipos de solo e/ou vários tipos de uso e ocupação do solo em uma mesma sub-bacia, foi necessário proceder o cálculo do CN ponderado de acordo com a Equação 3.14:

$$CN = \frac{(A1*CN1)+(A2*CN2)+(A3*CN3)+\dots+(AN*CN_n)}{A} \quad (3.14)$$

Onde:

CN = número de curva ponderado;

$A1, A2, A3, AN$  = área da porção da sub-bacia com  $CN1, CN2, CN3$  e  $CN_N$  respectivamente, em (km<sup>2</sup>);

$A$  = área total da sub-bacia, em (km<sup>2</sup>);

### 3.2.5 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração é o tempo contado do início da precipitação até que toda a bacia contribua para a vazão no seu exutório ou outra seção da bacia. Na microbacia do córrego Jataí este tempo foi determinado pela soma dos tempos de escoamento superficial, fluvial e em tubulações e canais. As fórmulas empíricas utilizadas no cálculo do tempo de concentração em cada trecho são:

#### 3.2.5.1 *Tempo de escoamento superficial e fluvial*

Segundo o Plano Diretor de Drenagem do Município de Curitiba (2002), métodos como o de Kirpish são interessantes no caso de bacias onde as condições naturais não tiveram alterações significativas. Além disso, no caso de bacias urbanas onde os escoamentos preponderantes se dão em superfície e/ou canais não tão bem definidos torna-se problemático a definição de um percurso principal e velocidade de escoamento representativa para a aplicação do Método Cinemático. Nestes casos, recomenda-se a utilização de um método que considere as alterações provocadas pela urbanização como a fórmula de Germano et al. (1998) descrita na Equação 3.15:

$$t_c = 18,628 * \frac{L^{0,882}}{IMP^{0,272}} \quad (3.15)$$

Onde:

$t_c$  = tempo de concentração, em (min.)

$L$  = comprimento do talvegue, em (km);

$IMP$  = é a parcela da bacia com área impermeável, em (km<sup>2</sup>).

Esta fórmula foi determinada através do estudo de 28 bacias urbanas e suburbanas onde 60% delas apresentaram área impermeável maior que 20% e 71% delas têm área inferior a 30 km<sup>2</sup>. Portanto, considerou-se que a sua aplicação nas sub-bacias do córrego Jataí é adequada, pois estas têm áreas que variam de 0,22 a 6,27 km<sup>2</sup> e áreas impermeáveis que variam de 15 a 64%.

#### 3.2.5.2 *Tempo de escoamento em canais*

Em bacias onde os escoamentos se dão em sistemas de macrodrenagem bem definidos é recomendável calcular o tempo de concentração pelo método Cinemático. A velocidade do



escoamento em condutos livres, canais e sarjetas neste método é calculada pela fórmula empírica de Manning (Equação 3.16):

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \quad (3.16)$$

Onde:

V = velocidade, em (m/s);

n = coeficiente de rugosidade de Manning (Tabela 3.6);

R<sub>h</sub> = raio hidráulico do canal ou tubulações (m);

I = declividade do canal, em (m/m).

Tabela 3.6 - Coeficientes de rugosidade de Manning.

<b>Superfície do conduto livre, canal ou sarjeta</b>	<b>n</b>
Asfalto liso	0,012
Asfalto ou concreto	0,014
Argila compacta	0,030
Pouca vegetação	0,200
Pastagem	0,350
Vegetação densa e floresta	0,400
Crawford e Linsley (1966).	

Sabendo-se que os condutos principais e canais são constituídos de concreto o coeficiente de Manning a ser adotado é 0,014. A Instrução Técnica para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana (2010) recomenda a utilização de raio hidráulico igual a 0,50 para canais retangulares e 0,25 para seções circulares na aplicação do método Cinemático. Em posse do comprimento dos canais ou tubulações, pode-se determinar o tempo de escoamento no trecho pela Equação 3.17:

$$t_c = \frac{L}{V} \quad (3.17)$$

Onde:

L = comprimento do canal ou tubulação, em (m);

V = velocidade do escoamento, em (m/s).

### 3.2.5 PRECIPITAÇÃO DE PROJETO

A intensidade máxima pontual pode ser obtida por equações que relacionam intensidade, duração e frequência de chuvas (IDF). Essas equações chamadas IDF são obtidas a partir de dados de observação de chuvas intensas e representativas do local desejado por longos períodos de tempo.

Justino (2004) utilizou o método das relações de durações pela distribuição de Gumbel descrito por Tomaz (2002) para analisar a frequência de chuvas empregando 19 séries anuais obtidas no Posto Pluviométrico do parque do Sabiá e estação de climatologia da Universidade Federal de Uberlândia, ambos na microbacia do córrego Jataí. Como resultado apresentou a Equação 3.19 para chuvas com durações menores ou iguais a 120 minutos no município de Uberlândia – MG:

$$I = \frac{28,97 * T_R^{0,159}}{(t+14)^{0,825}} \quad (3.19)$$

Onde:

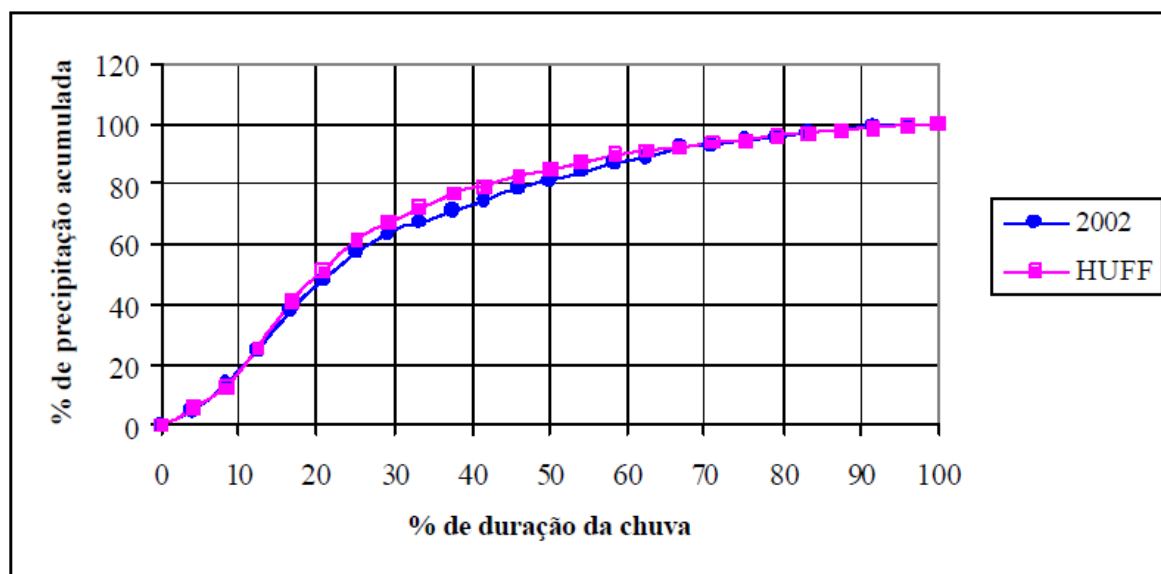
I = intensidade da precipitação, em (mm/h);

$T_R$  = período de retorno, em (anos);

t = duração da chuva, em (min);

A chuva de 24 horas, observada entre 15 de fevereiro de 2002 às 9h e 16 de fevereiro de 2002 às 9h, foi a maior tormenta verificada na bacia dentro do intervalo de análise de Justino (2004) e se assemelha à distribuição temporal de Huff (1978) no 1º quartil de duração com 50% de probabilidade, disponível em Tucci (2005). Esta semelhança pode ser verificada na Figura 3.14. Por este motivo, a distribuição proposta por Huff no 1º quartil com 50% de probabilidade será utilizada neste estudo para se obter o hietograma da chuva de projeto.

Figura 3.14 – Comparação da chuva acumulada do evento de 2002 com a curva de Huff no 1º quartil e 50% de probabilidade.



Fonte: Justino (2004).

Nas simulações, optou-se por chuva com duração de 2 horas, pois é maior que o tempo de concentração e proporciona uma condição crítica (grandes volumes escoados) para os reservatórios de amortecimento implantados. Este valor também foi adotado por Justino (2004) e Calderari (2012) em simulações hidrológicas na microbacia do córrego Lagoinha e Jataí respectivamente, por ser considerada a precipitação que tem causado maiores prejuízos ao município.

Além disso, o período de retorno adotado foi de 100 anos, pois de acordo com Thomaz (2002) é o valor indicado para verificação de grandes obras hidráulicas, como é o caso do reservatório 02 (de retenção) e do canal da avenida Anselmo Alves dos Santos.

Para considerar a variação da distribuição espacial da chuva podem ser utilizadas as Equações 3.20 e 3.21 de Paulhus descritas em Linsley et al. (1975). Porém, admite-se que em áreas menores que 25 km<sup>2</sup> o coeficiente  $k$  seja adotado igual a 1. Desta forma, não foi necessário aplicar o coeficiente de redução espacial à chuva de projeto.

$$P_{\text{área}} = P_{\text{ponto}} * k \quad (3.20)$$

$$k = 1,0 - \left[ 0,1 * \log \left( \frac{A}{A_0} \right) \right] \quad (3.21)$$

Onde:

$P_{\text{área}}$  = precipitação na área;

$P_{\text{ponto}}$  = precipitação no ponto;

$A_0 = 25 \text{ km}^2$ .

# CAPÍTULO 4

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DA MICROBACIA DO CÓRREGO JATAÍ

#### 4.1.1 MORFOMETRIA DA BACIA

Apresentam-se na Tabela 4.1 os dados fisiográficos utilizados no cálculo dos parâmetros morfométricos. A área da bacia hidrográfica do córrego Jataí é de 15,99 km<sup>2</sup>, considerada pequena (< 26 km<sup>2</sup>) na classificação de Wisler e Brater (1964). Sua declividade média de 4,04% é considerada baixa por ser menor que 12% (SAAD et al., 2004).

Tabela 4.1 – Dados fisiográficos da microbacia do córrego Jataí.

<b>Área (km<sup>2</sup>)</b>	15,99	<b>Perímetro (km)</b>	17,61	<b>Comprimento axial (km)</b>	6,76	<b>Comprimento do talvegue (km)</b>	3,82
<b>Comprimento do curso de água principal (km)</b>	4,03	<b>Comprimento dos cursos de água afluentes (km)</b>	2,04	<b>Comprimento total dos cursos de água (km)</b>	6,07	<b>Declividade média (%)</b>	4,04

Fonte: O autor.

Na tabela 4.2, o fator de forma igual a 0,32 e o coeficiente de compacidade de 4,08 indicam que a bacia é mais alongada, por isso, a probabilidade de que uma chuva intensa atinja toda a sua extensão é menor do que no caso de uma bacia arredondada. Isso a torna menos propícia a enchentes, uma vez que chuvas intensas tendem a ser mais concentradas temporal e espacialmente. Além disso, a forma da bacia mais alongada implica em um maior tempo de concentração.

Tabela 4.2 – Parâmetros morfométricos da bacia do córrego Jataí.

<b>Fator de forma (F)</b>	0,35	<b>Densidade de drenagem (Dd)</b>	0,38 / km
<b>Coefficiente de compacidade (Kc)</b>	4,08	<b>Sinuosidade (Sin)</b>	1,05

Fonte: O autor.

Além disso, de acordo com Chrisfoletti (1969), a bacia em questão tem baixa densidade de drenagem, fato explicado pela planicidade do relevo e grande profundidade do solo. Além disso, o valor obtido para o índice de sinuosidade próximo a 1, revela que os cursos de água são bastante retilíneos, o que contribui para um maior transporte de sedimentos já que as perdas de carga devido à mudanças de direção são pequenas.

#### 4.1.2 TIPOS DE SOLO

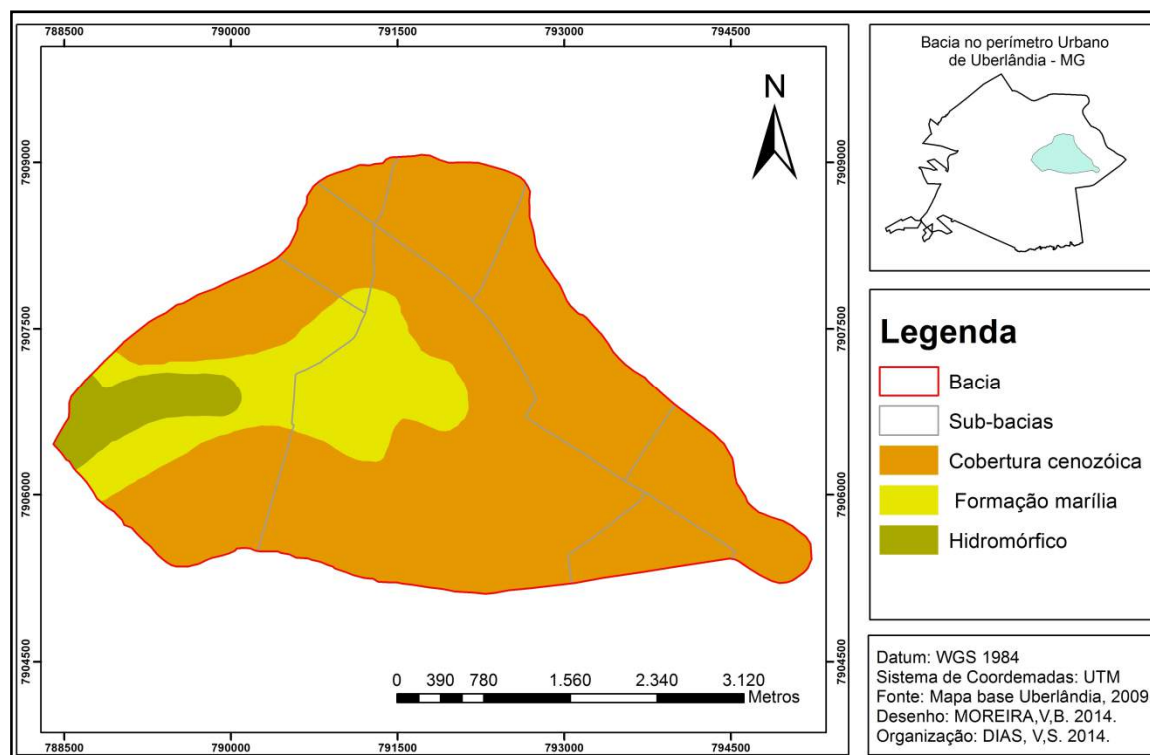
Na Tabela 4.3 e Figura 4.1 observa-se que a cobertura cenozóica é predominante em todas as sub-bacias abrangendo uma área total de 12,56 km<sup>2</sup>. A formação Marília é encontrada nas sub-bacias 02, 07 e 08 com uma área total de 2,67 km<sup>2</sup>. Já os solos hidromórficos, típicos de regiões topograficamente mais baixas, são encontrados apenas na sub-bacia 08, com uma área total de 0,76 km<sup>2</sup>.

Tabela 4.3 – Tipos de solo por sub-bacias.

<b>Sub-bacias</b>		<b>01</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>	<b>05</b>	<b>06</b>	<b>07</b>	<b>08</b>	<b>Total (km<sup>2</sup>)</b>
<b>Tipo de solo (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Cobertura Cenozóica</b>	0,22	4,89	1,79	1,08	0,63	1,08	0,55	2,33	12,56
	<b>Formação Marília</b>	0,00	1,37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,04	1,27	2,67
	<b>Hidromórfico</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,76	0,76
	<b>Área total (km<sup>2</sup>)</b>	0,22	6,27	1,79	1,08	0,63	1,08	0,58	4,35	15,99

Fonte: O autor.

Figura 4.1 – Tipos de solo na bacia.



Fonte: O autor.

Segundo Andrade (2005), a cobertura cenozóica recebe contribuições principalmente da formação basáltica Serra Geral e tem o índice de argila entre 55 e 72% e areia de 13 a 33%. Os arenitos da formação Marília resultam em materiais inconsolidados com índices de argila de 14 a 65% e 17 a 77% de areia. Já os solos hidromórficos desta região são originados principalmente de contribuições dos arenitos da formação Marília e tem índices de argila de 15 a 41% e areia entre 45 e 75%. Portanto, segundo a classificação de solos proposta no método do SCS estes solos são do tipo D, C e B respectivamente.

Os resultados do ensaio com infiltrômetro de inundação (Apêndice A) comprovaram a baixa permeabilidade do solo nas regiões com cobertura cenozóica. Como era esperado a taxa de infiltração e a capacidade de infiltração foram maiores no início do ensaio devido ao solo seco do local, mas passaram a decrescer com o tempo tendendo a um valor constante.

### 4.1.3 USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

#### 4.1.3.1 Condição de urbanização atual

De acordo com a Tabela 4.4, na condição de urbanização atual, as áreas verdes tem o maior valor percentual dentre as classes de uso e ocupação do solo com 49,2% da área total da microbacia. As áreas edificadas tem o 2º maior percentual com 25,8%, as áreas de ruas tem 18,4%, solo exposto, vegetação natural e represas tem 3,2%, 2,3% e 1,1% respectivamente.

Tabela 4.4 – Uso e ocupação do solo por sub-bacias (urbanização atual).

Sub-bacias		01	02	03	04	05	06	07	08	Total (km <sup>2</sup> )
Uso e ocupação do solo (km <sup>2</sup> )	Áreas verdes	0,08	4,11	1,10	0,49	0,36	0,90	0,17	0,64	7,86
	Áreas edificadas	0,09	0,55	0,08	0,40	0,06	0,05	0,29	2,61	4,13
	Solo exposto	0,00	0,28	0,17	0,00	0,05	0,00	0,00	0,01	0,51
	Ruas	0,04	0,78	0,45	0,18	0,14	0,13	0,12	1,10	2,94
	Vegetação natural	0,00	0,37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,37
	Represa	0,00	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,18
	Área total (km <sup>2</sup> )	0,22	6,27	1,79	1,08	0,62	1,08	0,58	4,35	15,99

Fonte: O autor.

A maior parte das áreas verdes são encontradas no parque do Sabiá e em regiões não urbanizadas da microbacia com destaque para a sub-bacia 02 com 52,2% do total de áreas verdes.

As maiores áreas edificadas foram encontradas nos bairros mais antigos, localizados na sub-bacia 08, e já estão próximos de uma condição de urbanização e ocupação plena. A área de ruas tem relação de proporcionalidade com as áreas edificadas, por isso a maior área de ruas foi encontrada na sub-bacia 08.

As áreas de solo exposto foram encontradas principalmente em loteamentos irregulares, jazidas de solo e estacionamentos não pavimentados.

Pequenas áreas de vegetação natural foram preservadas apenas no parque do Sabiá (sub-bacia 02), onde se encontra também a única represa da microbacia. A existência de vegetação nativa



em apenas 2,3% da microbacia é um fato preocupante considerando a importância destas áreas no controle do escoamento superficial (Figura 4.2).

Figura 4.2 – Uso e ocupação do solo (urbanização atual).



Fonte: O autor.

Nas condições de urbanização atual e crítica considerou-se impermeável 65% da área residencial edificada com lotes menores que 500m<sup>2</sup> (TUCCI, 2000). Segundo o USMU (2009) também devem ser consideradas totalmente impermeáveis as ruas pavimentadas e represas. Já a área permeável foi obtida pela soma das áreas verdes, solo exposto e vegetação natural.

De acordo com a Tabela 4.5, na condição de urbanização atual as áreas permeáveis correspondem a 63,7% da área da microbacia, as áreas impermeáveis a 36,3%, as AIDC a 31,3% e as AINC 5%. Estes valores se devem ao fato de que boa parte da bacia ainda não se encontra urbanizada.

Tabela 4.5 – Áreas permeáveis, impermeáveis, AIDC e AINC (urbanização atual).

Sub-bacias	01	02	03	04	05	06	07	08	Total (km <sup>2</sup> )
Áreas permeáveis	0,11	4,95	1,29	0,63	0,44	0,92	0,27	1,56	10,19
Áreas impermeáveis	0,10	1,32	0,50	0,44	0,18	0,16	0,31	2,79	5,80
AIDC	0,09	1,13	0,43	0,38	0,16	0,14	0,26	2,41	5,00
AINC	0,01	0,18	0,07	0,06	0,03	0,02	0,04	0,38	0,80
Área total (km <sup>2</sup> )	0,22	6,27	1,79	1,08	0,62	1,08	0,58	4,35	15,99

Fonte: O autor.

#### 4.1.3.2 Condição de urbanização crítica

Partindo-se da urbanização atual para a urbanização crítica da bacia hidrográfica, a área edificada passa de 25,8% para 63,7% e as áreas de ruas de 18,4% para 24% da área da microbacia (Tabela 4.6). As áreas verdes por sua vez reduziram de 49,2% para 8,9% e o solo exposto de 3,2% para 0%. As áreas de represas e vegetação nativa foram mantidas por serem parte de uma área de preservação permanente.

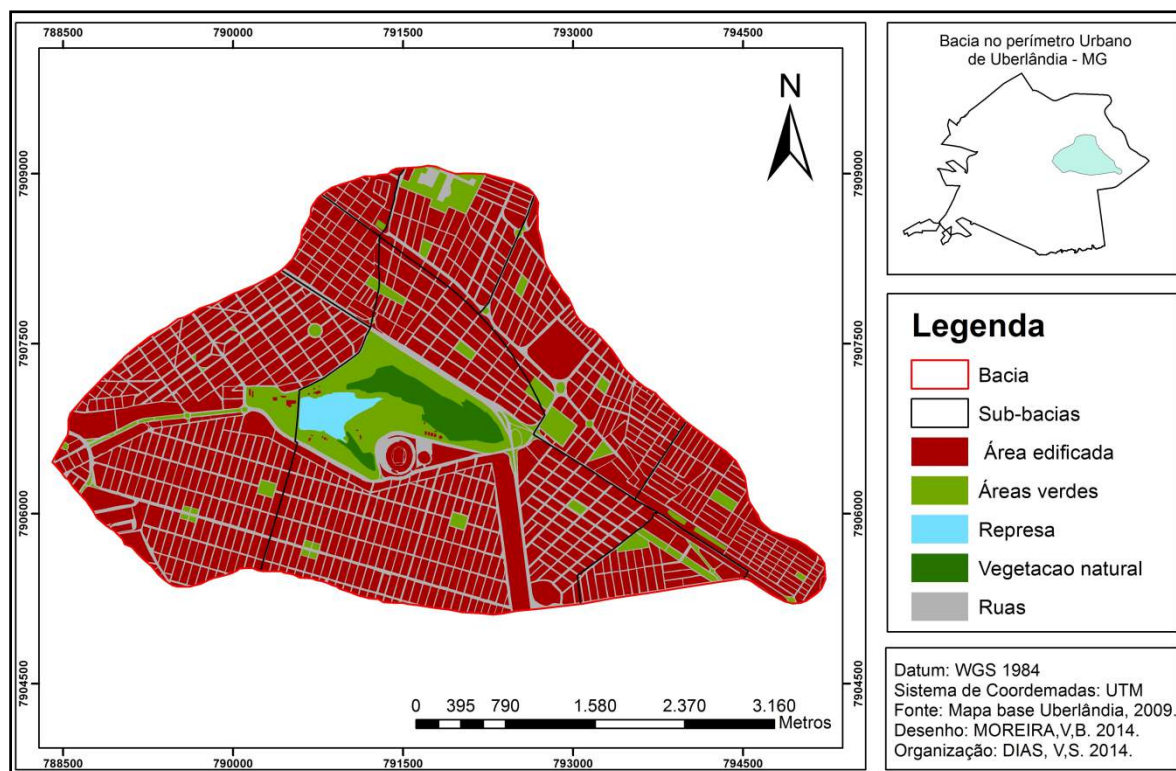
Tabela 4.6 – Uso e ocupação do solo por sub-bacias (urbanização crítica).

Sub-bacias	01	02	03	04	05	06	07	08	Total (km <sup>2</sup> )
Áreas verdes	0,00	0,81	0,13	0,05	0,07	0,15	0,01	0,20	1,42
Áreas edificadas	0,17	3,49	1,21	0,79	0,40	0,65	0,44	3,04	10,19
Solo exposto	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ruas	0,04	1,43	0,45	0,24	0,15	0,28	0,14	1,11	3,84
Vegetação natural	0,00	0,37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,37
Represa	0,00	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,18
Área total (km <sup>2</sup> )	0,22	6,27	1,79	1,08	0,62	1,08	0,58	4,35	15,99

Fonte: O autor.

As áreas verdes foram mantidas nos locais onde estão os reservatórios de detenção, em áreas de recreação pública, na região do aeroporto e no parque do Sabiá. Nos demais casos as áreas verdes foram substituídas por áreas edificadas e ruas (Figura 4.3).

Figura 4.3 – Uso e ocupação do solo (urbanização crítica).



Fonte: O autor.

De acordo com a Tabela 4.7, na condição de urbanização crítica as áreas permeáveis foram reduzidas de 63,7% para 33,5% da área da microbacia. Já as áreas impermeáveis passaram 36,3% para 66,5%, as AIDC de 31,3% para 57,3% e AINC de 5% para 9,2% da área total da microbacia.

Tabela 4.7 – Áreas permeáveis, impermeáveis, AIDC e AINC (urbanização crítica).

Sub-bacias	01	02	03	04	05	06	07	08	Total (km <sup>2</sup> )
Áreas permeáveis	0,06	2,39	0,56	0,32	0,21	0,37	0,16	1,26	5,35
Áreas impermeáveis	0,15	3,87	1,24	0,75	0,41	0,71	0,42	3,09	10,64
AIDC	0,13	3,34	1,07	0,65	0,36	0,61	0,36	2,66	9,17
AINC	0,02	0,53	0,17	0,10	0,06	0,10	0,06	0,43	1,47
Área total (km <sup>2</sup> )	0,22	6,27	1,79	1,08	0,62	1,08	0,58	4,35	15,99

Fonte: O autor.

#### 4.1.4 DECLIVIDADE

##### 4.1.4.1 Declividade média das sub-bacias

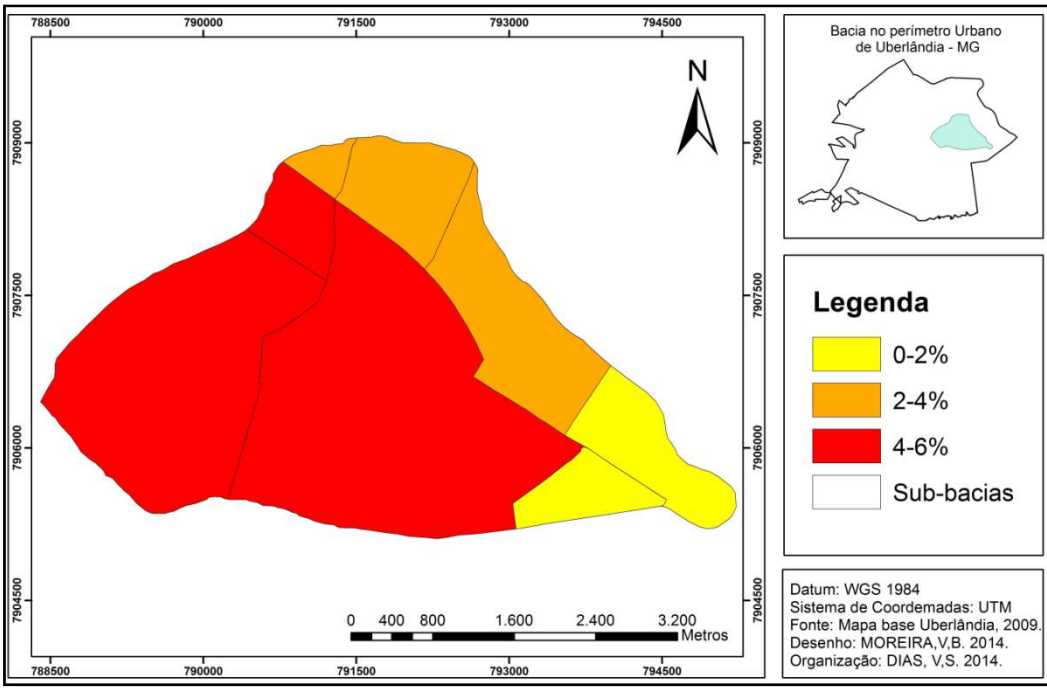
Na Tabela 4.8 as sub-bacias 04 e 05 possuem as menores declividades médias (menores que 1%), as sub-bacias 01, 03 e 06 possuem declividades médias intermediárias (em torno de 2%) e as sub-bacias 02, 07 e 08 possuem as maiores declividades médias (maiores que 4%). As sub-bacias que se encontram na região de planalto tem as menores declividades e aquelas mais próximas às nascentes, cursos de água e córrego canalizado (avenida Anselmo Alves dos Santos) têm as maiores declividades (Figura 4.4).

Tabela 4.8 – Declividade média das sub-bacias.

Sub-bacias	01	02	03	04	05	06	07	08	Microbacia do córrego Jataí
<b>Comprimento das curvas de nível (km)</b>	1,09	59,09	7,89	6,39	4,39	4,69	5,27	48,93	-
<b>Equidistância entre curvas de nível (m)</b>	5,00	5,00	5,00	1,00	1,00	5,00	5,00	5,00	-
<b>Área da sub- bacia (km<sup>2</sup>)</b>	0,22	6,27	1,79	1,08	0,63	1,08	0,58	4,35	15,99
<b>Declividade média (%)</b>	2,48	4,71	2,20	0,59	0,70	2,17	4,55	5,62	4,04

Fonte: O autor.

Figura 4.4 – Declividade média das sub-bacias.



Fonte: O autor.

4.1.4.2 Declividade média da rede de drenagem principal

A declividade média do conduto 01 e 04 é baixa (Tabela 4.9), pois o primeiro passa pelo planalto da microbacia e o segundo, resultado da canalização do córrego Jataí, passa pela planície da microbacia. Os condutos 02 e 03 tem declividade média um pouco mais acentuada, pois passam por regiões de topografia mais acidentada (transição entre o planalto e a planície).

Tabela 4.9 – Declividade média da rede de drenagem principal.

	Comprimento (m)	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Declividade média (m/m)
<b>Conduto 01</b>	1.104,14	946,00	930,00	0,01
<b>Conduto 02</b>	2.955,73	930,00	861,00	0,02
<b>Conduto 03</b>	1.811,83	931,00	872,00	0,03
<b>Conduto 04</b>	1.768,00	861,00	839,00	0,01

Fonte: O autor.

## 4.2 PARÂMETROS DE ENTRADA NO MODELO

### 4.2.1 NÚMERO DE CURVA

Através do cruzamento das informações de tipos de solos, uso e ocupação do solo e umidade antecedente foram obtidos os valores de CN na Tabela 3.4 de Tucci (2000) e o CN representativo para cada sub-bacia, apresentado na Tabela 4.10, foi obtido pela Equação 3.14.

Tabela 4.10 – Número de curva (CN) ponderado de cada sub-bacia.

Sub-bacias	01	02	03	04	05	06	07	08	Média da microbacia do córrego Jataí
<b>CN - Urbanização atual</b>	88,8	82,9	85,9	87,5	86,1	82,7	88,8	86,7	85,0
<b>CN - Urbanização crítica</b>	93,0	90,0	92,6	92,8	92,1	92,0	93,2	91,5	91,3

Fonte: O autor.

Considerando a urbanização atual da microbacia do córrego Jataí as sub-bacias 01 e 07 tem os maiores valores de CN, pois possuem grande parte de sua área edificada e pequenas áreas verdes. Já as sub-bacias 02 e 06 apresentam os menores valores de CN, por conta da grande quantidade de áreas ainda não urbanizadas.

Partindo-se do cenário atual para o cenário crítico de urbanização os valores de CN da microbacia aumentaram 7,4%, sendo que no cenário crítico a sub-bacia 02 têm o menor valor de CN, o que é explicado pela presença do parque do Sabiá, já a sub-bacia 07 tem o maior valor de CN, pois possui uma área verde muito pequena.

### 4.2.2 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

#### 4.2.2.1 Superficial e fluvial

Para a condição de urbanização atual, os maiores tempos de concentração superficial e fluvial foram obtidos para as sub-bacias 02, 08 e 04 com 48,57 minutos, 27,63 e 24,54 minutos respectivamente, o que se deve principalmente ao grande comprimento de seus talvegues e no caso das bacias 02 e 04 às baixas porcentagens impermeáveis (Tabela 4.11).

Tabela 4.11 – Tempo de concentração para cada sub-bacia (urbanização atual).

<b>Sub-bacias</b>	<b>01</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>	<b>05</b>	<b>06</b>	<b>07</b>	<b>08</b>
<b>L (km)</b>	0,381	3,229	0,723	1,061	0,502	0,508	0,765	2,146
<b>Área impermeável (km²)</b>	0,1	1,32	0,5	0,44	0,18	0,16	0,31	2,79
<b>Tempo de concentração (min.)</b>	14,88	48,57	16,90	24,54	16,17	16,87	20,23	27,63

Fonte: O autor.

Comparando-se a condição de urbanização atual com o cenário crítico houve maior aumento das áreas impermeáveis das sub-bacias 06, 02 e 03 com 344, 193 e 148% com reduções no tempo de concentração de 33, 25 e 21% respectivamente (Tabela 4.12).

Tabela 4.12 – Tempo de concentração para cada sub-bacia (urbanização crítica).

<b>Sub-bacias</b>	<b>01</b>	<b>02</b>	<b>03</b>	<b>04</b>	<b>05</b>	<b>06</b>	<b>07</b>	<b>08</b>
<b>L (km)</b>	0,381	3,229	0,723	1,061	0,502	0,508	0,765	2,146
<b>Área impermeável (km²)</b>	0,15	3,87	1,24	0,75	0,41	0,71	0,42	3,09
<b>Tempo de concentração (min.)</b>	13,32	36,25	13,20	21,22	12,93	11,25	18,62	26,88

Fonte: O autor.

#### 4.2.2.2 Rede de drenagem principal

Segundo o Manual de Drenagem Urbana do Plano Diretor de Drenagem de Porto Alegre (2005) para tubos de concreto a velocidade máxima e mínima admissível é 4,0 e 0,80 m/s respectivamente. Desta forma, a velocidade nos condutos 02, 03 e 04 está acima do limite máximo recomendado o que poderá ocasionar desgaste prematuro de suas paredes.

Como era esperado, o conduto 02 tem o maior tempo de trânsito (11,46 min.), por conta do seu grande comprimento. Os condutos 01, 03 e 04 têm tempos de trânsito próximos um do outro, pois os condutos maiores tem também maiores declividades (Tabela 4.13).

Tabela 4.13 – Tempo de trânsito nos condutos.

	<b>Comprimento (m)</b>	<b>Declividade média (m/m)</b>	<b>Velocidade do escoamento (m/s)</b>	<b>Tempo de trânsito (min.)</b>	<b>Fator de ponderação (<math>0 &lt; X &lt; 0,5</math>)</b>
<b>Conduto 01</b>	1.104,14	0,014	3,35	5,49	-
<b>Conduto 02</b>	2.955,73	0,023	4,30	11,46	-
<b>Conduto 03</b>	1.811,83	0,033	5,15	5,86	-
<b>Conduto 04</b>	1.768,00	0,012	4,93	5,98	0,29

Fonte: O autor.

Diante disso, somando-se o tempo de concentração da sub-bacia 02 com o tempo de trânsito no conduto 04 foi obtido o maior tempo de concentração no cenário atual (54,55 minutos). Já no cenário crítico de urbanização o maior tempo de concentração (44,15 minutos) foi obtido pela soma do tempo de concentração da sub-bacia 04 com o tempo de trânsito nos condutos 01, 02 e 04.

Sabendo-se que para  $X = 0$  e  $X = 0,5$  existe o amortecimento máximo e mínimo da onda de cheia no canal respectivamente, o valor de  $X = 0,29$ , obtido pela aplicação da Equação 3.6 no conduto 04, revela que existe significativo amortecimento neste canal, pois possui grande comprimento e grandes dimensões.

#### 4.2.3 CURVAS COTA X VOLUME E COTA X VAZÃO DOS RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO

A partir dos dados levantados em campo descritos na Tabela 3.1 e da metodologia descrita no item 3.7.3, foram determinadas as tabelas e gráficos cota x volume e cota x vazão dos reservatórios de amortecimento da microbacia do córrego Jataí.

Como se percebe na Tabela 4.14 e Figura 4.5, o reservatório 01 tem o menor volume de espera dentre os reservatórios de detenção, pois recebe a contribuição de apenas uma pequena parte do bairro Alto Umuarama. Já os reservatórios 03, 04 e 05 têm volumes de espera maiores, pois recebem contribuições dos bairros Mansões Aeroporto e Dom Almir, Jardim Sucupira e Alvorada e bairro Novo Mundo, respectivamente.

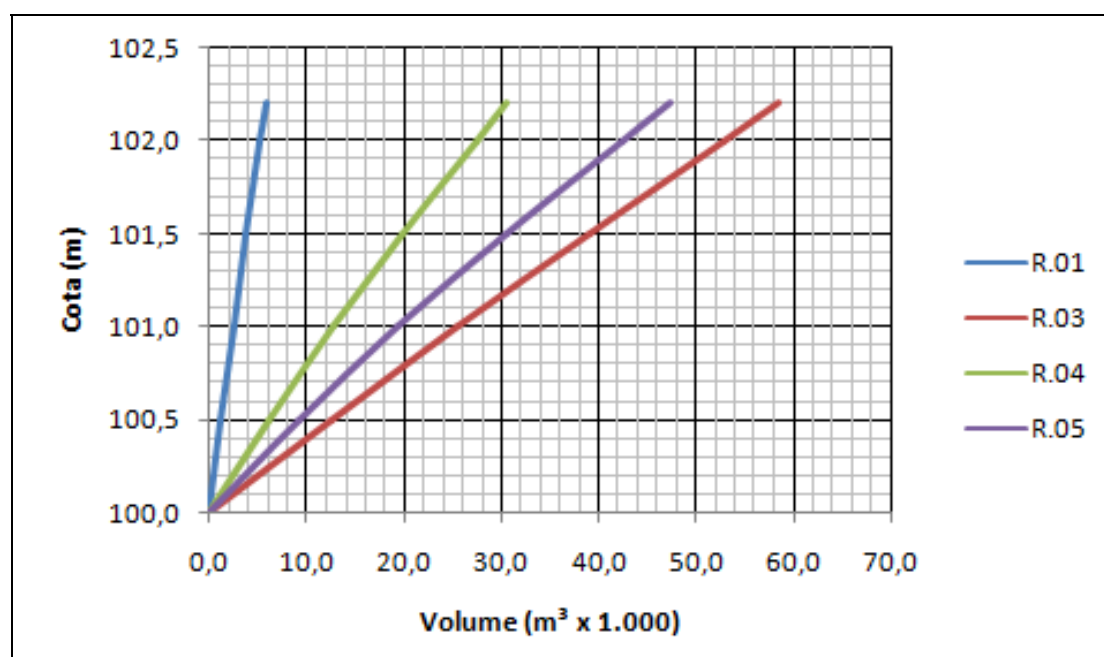


Tabela 4.14 – Cota x Área x Volume dos reservatórios de detenção 01, 03, 04 e 05.

	Reservatório 01		Reservatório 03		Reservatório 04		Reservatório 05	
Cota (m)	Área da lâmina de água (m <sup>2</sup> )	Volume de espera (m <sup>3</sup> x1000)	Área da lâmina de água (m <sup>2</sup> )	Volume de espera (m <sup>3</sup> x1000)	Área da lâmina de água (m <sup>2</sup> )	Volume de espera (m <sup>3</sup> x1000)	Área da lâmina de água (m <sup>2</sup> )	Volume de espera (m <sup>3</sup> x1000)
100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100,50	2.485,44	1,24	25.080,83	12,54	12.424,91	6,21	18.574,17	9,29
101,00	2.529,23	2,53	25.518,06	25,52	12.851,22	12,85	19.439,51	19,44
101,50	2.573,37	3,86	25.956,71	38,94	13.278,95	19,92	20.308,03	30,46
102,00	2.617,86	5,24	26.396,77	52,79	13.708,09	27,42	21.179,72	42,36
102,20	2.635,97	5,80	26.575,29	58,47	13.882,19	30,54	21.533,45	47,37

Fonte: O autor.

Figura 4.5 – Curva Cota x Volume dos reservatórios 01, 03, 04 e 05.



Fonte: O autor.

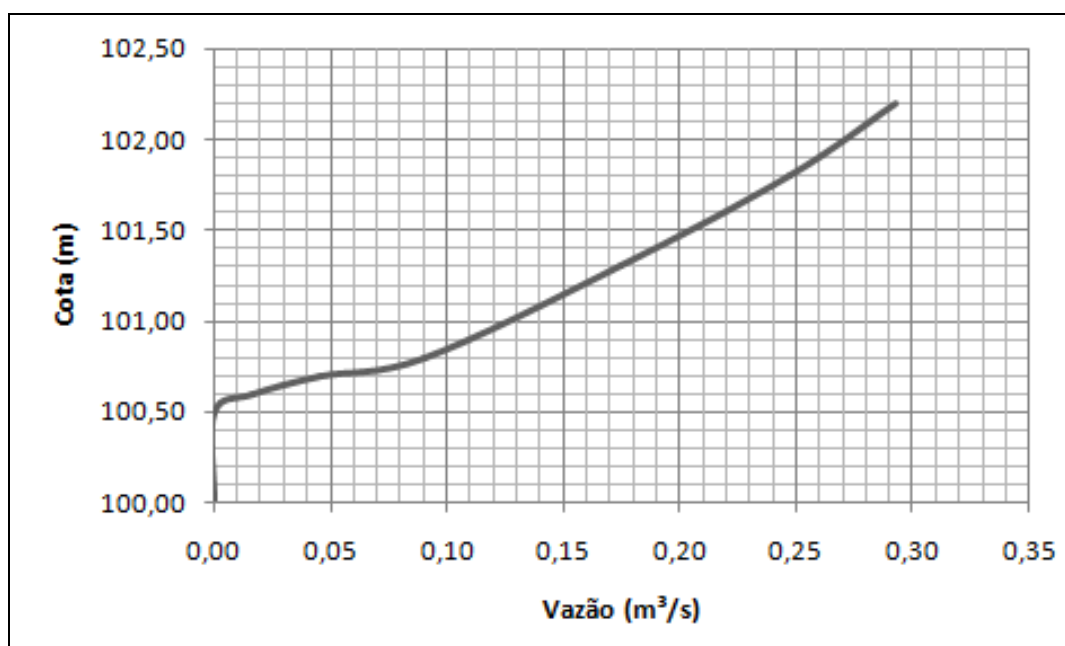
Os vertedores dos reservatórios 01, 03, 04 e 05 têm pequenas dimensões e de acordo com a Tabela 4.15 e Figura 4.6 funcionam com baixas vazões.

Tabela 4.15 – Cota x Vazão dos reservatórios 01, 03, 04 e 05.

Cota (m)	Vazão no vertedor (m <sup>3</sup> /s)	Fórmula utilizada
100,00	0,00	-
100,50	0,00	Equação 3.9
100,60	0,02	
100,70	0,05	
100,80	0,09	
101,30	0,17	Equação 3.10
101,80	0,25	
102,20	0,29	

Fonte: O autor.

Figura 4.6 – Curva Cota x Vazão dos reservatórios 01, 03, 04 e 05.



Fonte: O autor.

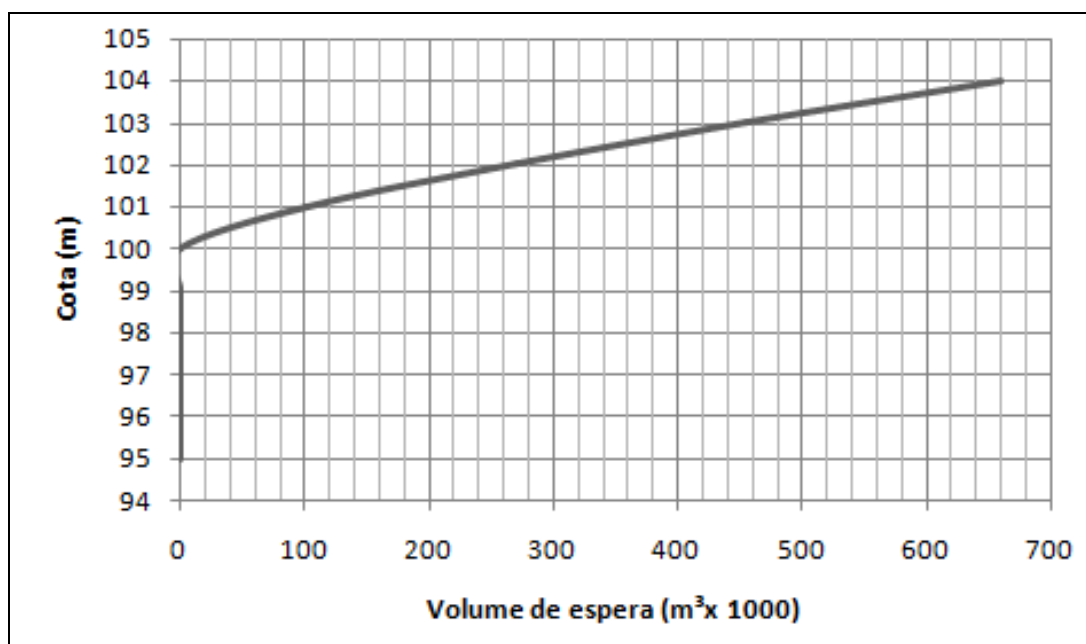
Segundo a Tabela 4.16 e Figura 4.7 o reservatório 02 tem volume de espera 1129% maior que o maior reservatório de detenção (reservatório 03). Além disso, a vazão escoada nos vertedores do reservatório 02 é da ordem de 8358% maior àquela escoada nos vertedores dos reservatórios de detenção, pois o reservatório 02 tem área de contribuição bem maior que os reservatórios de detenção, além de receber contribuições do reservatório 01 e das sub-bacias 06 e 07 através do conduto 03.

Tabela 4.16 - Cota x Volume de espera x Vazão (reservatório 02).

<b>Cota (m)</b>	<b>Volume de espera (m<sup>3</sup> x 1000)</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s)</b>
95	0,0	0,0
96	0,0	0,0
97	0,0	0,0
98	0,0	0,0
99	0,0	0,0
100	0,0	0,0
101	100,66	1,94
102	270,25	7,04
103	456,01	14,74
104	660,28	24,24

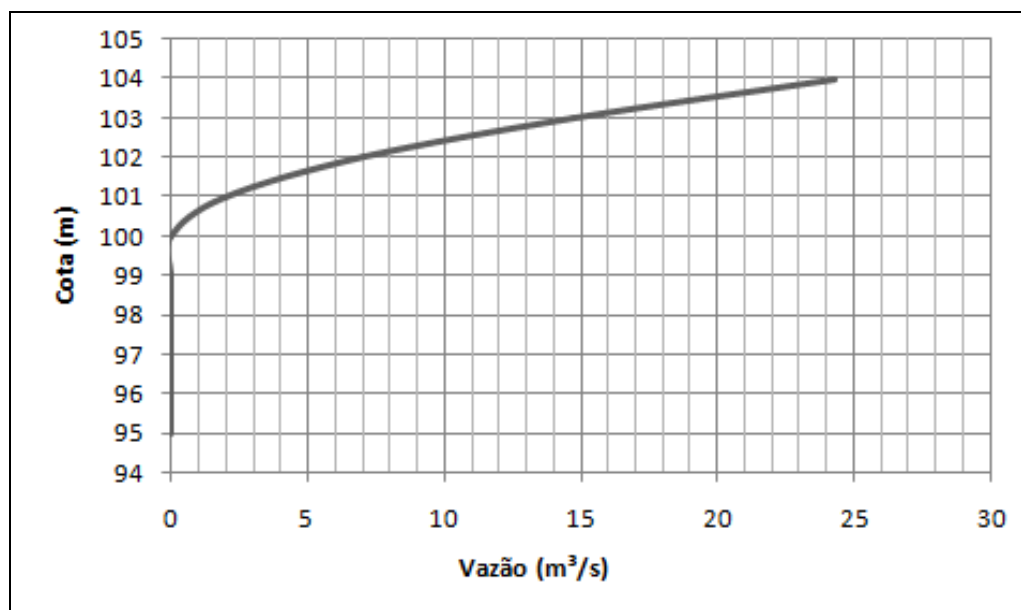
Fonte: O autor.

Figura 4.7 - Curva Cota x Volume de espera do reservatório 02 .



Fonte: O autor.

Figura 4.8 - Curva Cota x Vazão do reservatório 02



Fonte: O autor.

#### 4.2.4 CHUVA DE PROJETO

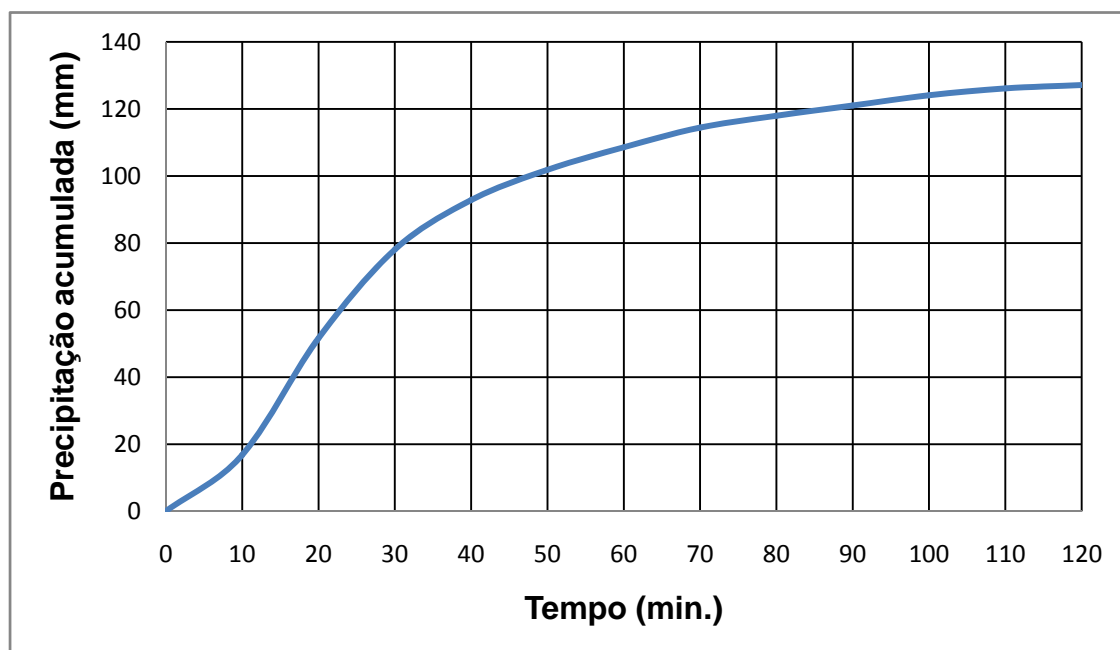
A distribuição temporal da chuva de projeto utilizada nas simulações é detalhada na Tabela 4.17 e Figura 4.9. Como descrito anteriormente, foi utilizada a equação IDF de Justino (2004) e a distribuição de Huff, 1º quartil com 50% de probabilidade, duração de 2 horas e período de retorno de 100 anos.

Tabela 4.17 – Distribuição temporal da chuva de projeto.

Intervalo (min.)	1º quartil de Huff (%)	Precipitação no intervalo (mm)	Chuva acumulada (mm)
0-10	13,2	16,78	16,78
10-20	27,4	34,84	51,62
20-30	20,8	26,45	78,06
30-40	11,6	14,75	92,81
40-50	7,1	9,03	101,84
50-60	5,3	6,74	108,58
60-70	4,6	5,85	114,43
70-80	2,8	3,56	117,99
80-90	2,4	3,05	121,04
90-100	2,4	3,05	124,09
100-110	1,6	2,03	126,12
110-120	0,8	1,02	127,14

Fonte: adaptado de Tomaz (2012).

Figura 4.9 – Gráfico de distribuição temporal da chuva de projeto.

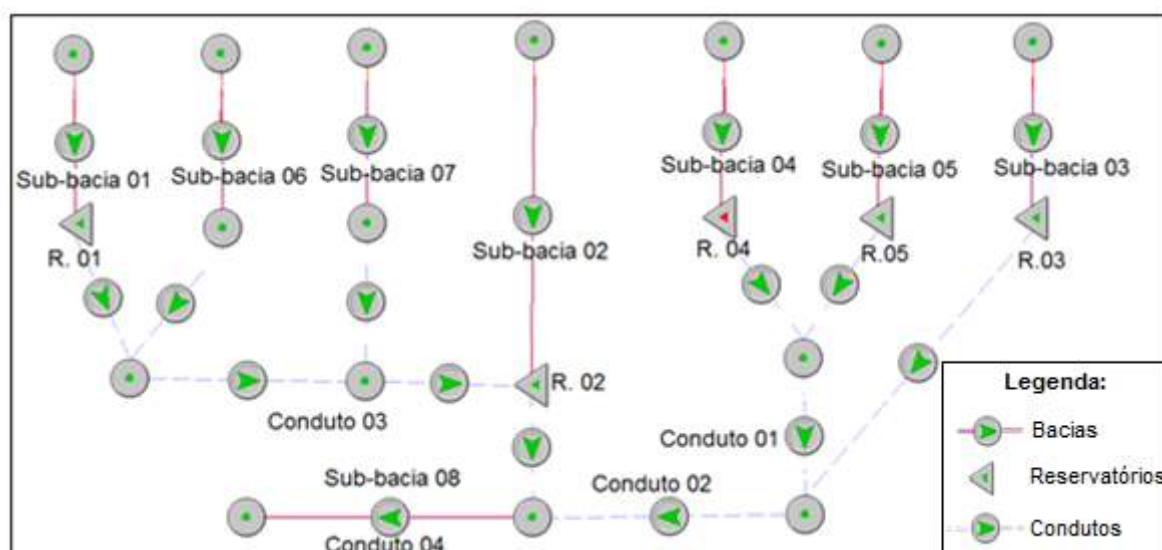


Fonte: O autor.

### 4.3 SIMULAÇÕES HIDROLÓGICAS

A estrutura da simulação foi montada no *software* ABC para posterior inserção dos dados de entrada no modelo hidrológico (Figura 4.10). Desta forma, as vazões geradas nas bacias são direcionadas aos reservatórios de amortecimento que estão ligados aos condutos principais de trechos à jusante.

Figura 4.10 – Estrutura da simulação no ABC.



Fonte: O autor.

#### 4.3.1 ANÁLISE COMPARATIVA DAS SIMULAÇÕES POR SUB-BACIA NOS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO

A simulação de cada sub-bacia isoladamente forneceu como resultado dados de chuva excedente, infiltração e vazões no exutório de cada uma delas. Desta forma, foi possível comparar a resposta de cada sub-bacia à chuva de projeto nos cenários de urbanização atual e crítico.

Em geral, para os dois cenários de urbanização, as precipitações excedentes máximas foram obtidas para o intervalo de tempo de 10 a 20 minutos contados a partir do início da chuva. Em parte isso pode ser explicado pela distribuição da chuva no hietograma de projeto que está mais concentrada no intervalo de 10 a 20 e 20 a 30 minutos com aproximadamente 27 e 21% respectivamente. Além disso, a capacidade de infiltração do solo tende a diminuir no decorrer da precipitação o que causa um aumento na porcentagem da precipitação que esco superficialmente.

A Tabela 4.18 apresenta um resumo dos hidrogramas obtidos nas simulações de cada sub-bacia isoladamente onde percebe-se que os hidrogramas acompanham a tendência dos hietogramas, por isso, como a precipitação mais intensa se encontra no intervalo de 10 a 20 minutos do início da chuva, em geral as vazões máximas foram encontradas no primeiro intervalo maior que o tempo de concentração.

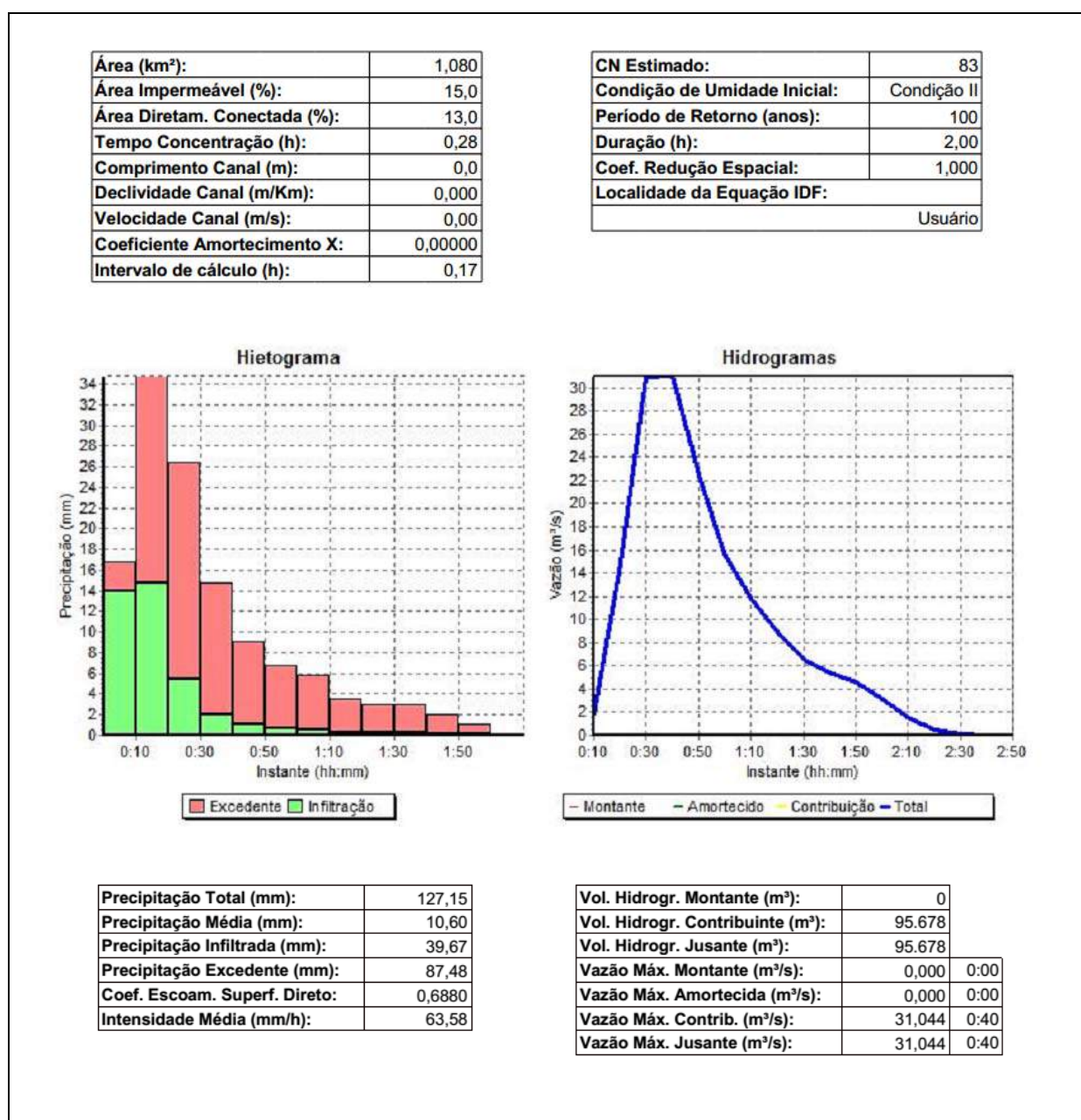
Tabela 4.18 – Resumo dos hidrogramas das simulações de cada sub-bacia isoladamente.

Sub-bacias	Tempo de concentração (min.)		Intervalo onde foi obtida a vazão máx. (min.)		Vazão máxima (m <sup>3</sup> /s)		Acréscimo de vazão (%)
	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	
1	14,88	13,32	20-30	20-30	9,02	10,18	12,9
2	48,57	36,25	50-60	40-50	126,35	193,17	52,9
3	16,90	13,20	20-30	20-30	60,77	82,62	36,0
4	24,54	21,22	30-40	20-30	36,64	43,14	17,7
5	16,17	12,93	20-30	20-30	21,84	28,68	31,3
6	16,87	11,25	30-40	20-30	31,04	49,44	59,3
7	20,23	18,62	20-30	20-30	21,14	24,83	17,5
8	27,63	26,88	30-40	30-40	151,19	162,78	7,7

Fonte: O autor.

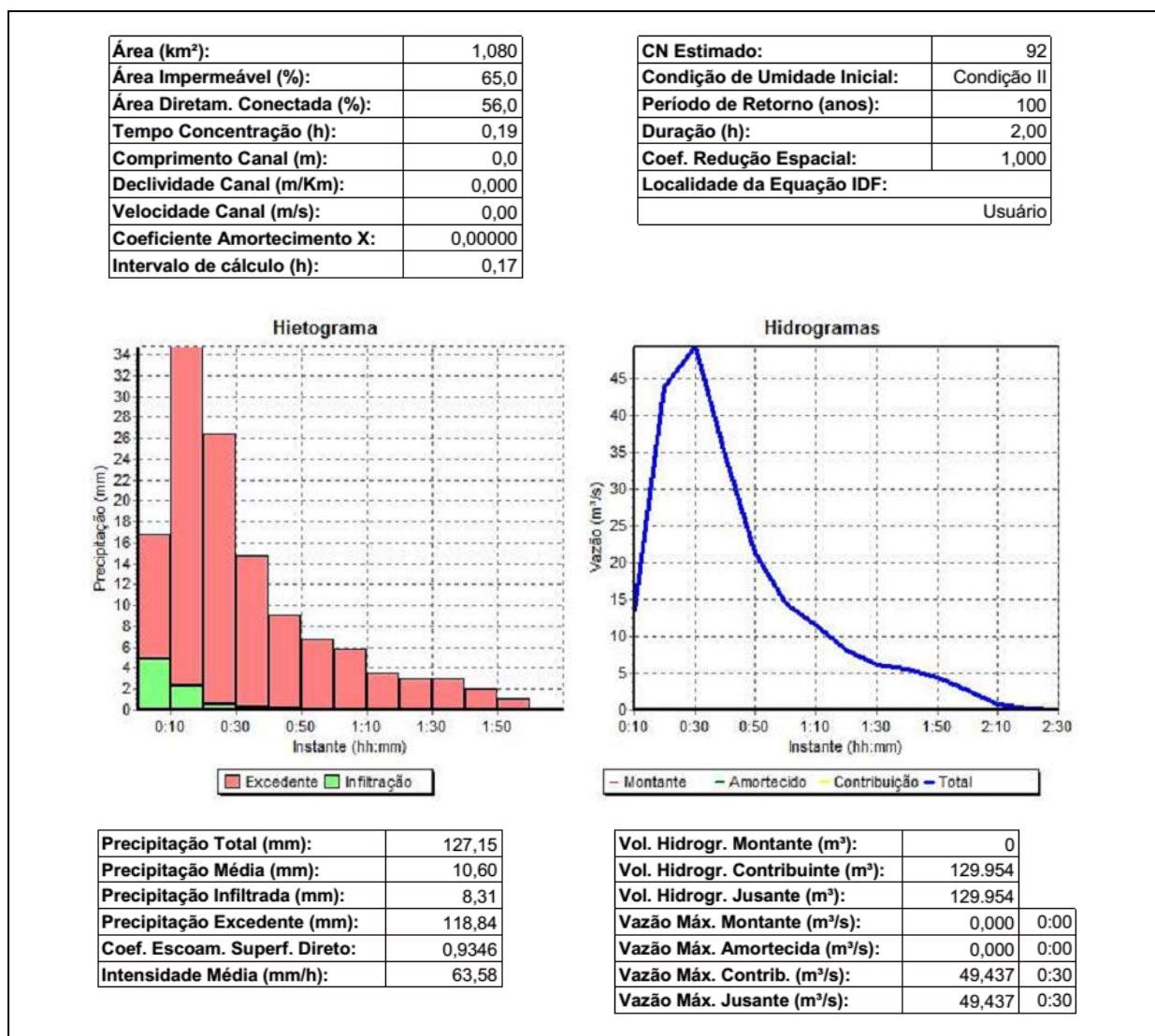
As sub-bacias 02 e 08 têm as maiores AI e AIDC em ambos os cenários, por isso registraram as maiores vazões máximas com respectivamente 126,35 e 151,19 m<sup>3</sup>/s no cenário atual e 193,17 e 162,78 m<sup>3</sup>/s no cenário crítico. De um cenário a outro o acréscimo de vazão foi de 52,9% para a sub-bacia 02 e 7,7% para a sub-bacia 08. Esta diferença é explicada pela presença de grandes áreas permeáveis na sub-bacia 02 o que não ocorre na sub-bacia 08, já bastante urbanizada e adensada. Ressalta-se que o maior acréscimo percentual de vazões de 59,3% ocorreu na sub-bacia 06 (Figuras 4.11 e 4.12), pois sofreu com o maior aumento de áreas impermeáveis (344%).

Figura 4.11 – Simulação da sub-bacia 06 (Urbanização atual).



Fonte: O autor.

Figura 4.12 – Simulação da sub-bacia 06 (Urbanização crítica).



Fonte: O autor.

O apêndice B apresenta todos os hietogramas e hidrogramas das simulações realizadas em cada sub-bacia isoladamente.

#### 4.3.2 ANÁLISE COMPARATIVA DAS SIMULAÇÕES NOS RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO CONSIDERANDO OS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO

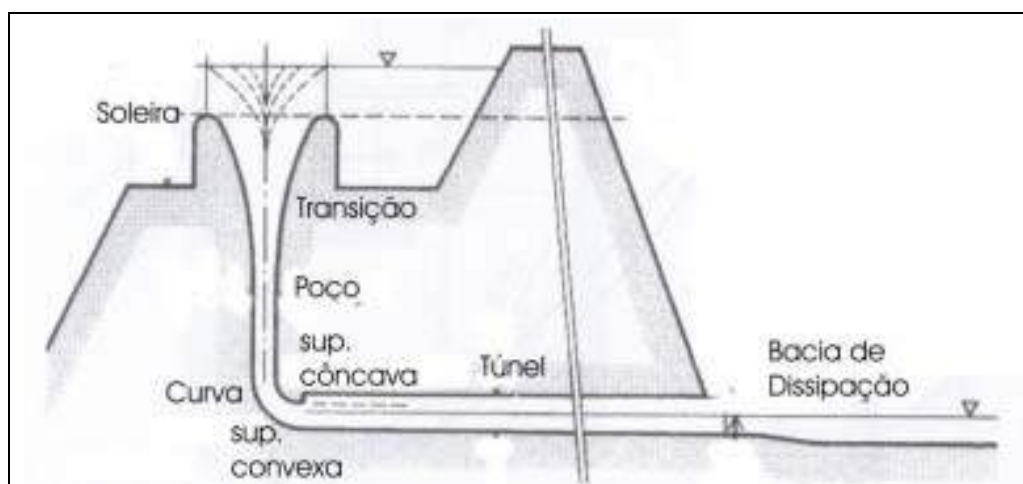
Nas condições de urbanização atual e crítica não foi possível completar as simulações da microbacia como um todo, pois todos os reservatórios de retenção transbordaram o que gerou um erro no *software*. Este transbordamento é explicado principalmente pela pequena vazão máxima escoada pelos vertedores de 0,29 m³/s. Já o reservatório de retenção (reservatório 02)



transbordou apenas na condição crítica de urbanização, o que é explicado pelo seu grande volume de espera.

Para que fosse possível completar as simulações, evitando o transbordamento dos reservatórios, foi proposta uma adequação em seus vertedores. Devido às grandes vazões geradas nas bacias contribuintes, optou-se por utilizar vertedores do tipo poço circular (Figura 4.13).

Figura 4.13 – Esquema de vertedor do tipo poço circular.



Fonte: Novak et al. (1996)

Neste tipo de dispositivo vertedor a vazão pode ser calculada pela Equação 4.1:

$$Q = C_d * (2 \pi r) * \sqrt{2g} * H_d^{1,5} \quad (4.1)$$

Onde:

$Q$  = vazão escoada no vertedor, em (m<sup>3</sup>/s);

$C_d$  = coeficiente de vazão (Tabela 4.19);

$r$  = raio do vertedor, em (m);

$H_d$  = carga hidráulica acima do poço, em (m).

Ressalta-se que a Equação 4.1 é válida para valores de ( $H_d/r$ ) menores que 0,45, pois a partir deste valor o vertedor deixa de ser livre e começa a trabalhar afogado (U.S. Corps of

Engineers, 1987). Na Tabela 4.19 “a” é a altura entre o fundo do reservatório e o início do vertedor.

Tabela 4.19 – Coeficiente de vazão em vertedor do tipo poço circular.

<b>a/r</b>	<b>H<sub>d</sub>/r</b>								
	<b>0,2</b>	<b>0,3</b>	<b>0,4</b>	<b>0,5</b>	<b>0,6</b>	<b>0,7</b>	<b>0,8</b>	<b>0,9</b>	<b>1,0</b>
<b>2,00</b>	0,484	0,466	0,444	0,418	0,386	0,346	0,307	0,277	0,253
<b>0,30</b>	0,499	0,481	0,461	0,434	0,404	0,363	0,321	0,290	0,264
<b>0,15</b>	0,495	0,481	0,463	0,441	0,414	0,376	0,333	0,299	0,274

Fonte: Lencastre (1993).

Os vertedores que impediram o transbordamento dos reservatórios no cenário atual e crítico foram listados nas Tabelas 4.20 e 4.21 respectivamente.

Tabela 4.20 – Adequação dos vertedores proposta para o cenário de urbanização atual.

<b>Reserv.</b>	<b>Volume total (m³x1000)</b>	<b>Cota do início do orifício (m)</b>	<b>Altura orifício (m)</b>	<b>Largura do orifício (m)</b>	<b>Cota do início do vertedor (m)</b>	<b>Largura do vertedor (m)</b>	<b>Altura do vertedor (m)</b>	<b>Raio do vertedor (m)</b>	<b>Altura da carga hidráulica máx. (m)</b>	<b>Vazão máxima (m³/s)</b>
01	5,8	100,0	0,5	0,5	101,7	-	-	2,0	0,5	10,56
02	660,28	100,0	0,5	1,0	101,0	2,0	3,0	-	-	24,24
03	58,47	100,0	0,5	0,5	101,0	-	-	3,0	1,2	51,49
04	30,54	100,0	0,5	0,5	101,2	-	-	3,0	1,0	39,38
05	47,37	100,0	0,5	0,5	101,9	-	-	2,0	0,3	5,39

Fonte: O autor.

Tabela 4.21 – Adequação dos vertedores proposta para o cenário de urbanização crítico.

Reserv.	Volume total (m³x1000)	Cota do início do orifício (m)	Altura orifício (m)	Largura do orifício (m)	Cota do início do vertedor (m)	Raio do vertedor (m)	Altura da carga hidráulica máx. (m)	Vazão máxima (m³/s)
01	5,8	100,0	0,5	0,5	101,7	2,0	0,5	10,56
02	660,28	100,0	0,5	1,0	102,7	4,0	1,3	84,50
03	58,47	100,0	0,5	0,5	100,9	4,0	1,3	80,26
04	30,54	100,0	0,5	0,5	101,0	3,0	1,2	51,49
05	47,37	100,0	0,5	0,5	101,7	2,0	0,5	10,56

Fonte: O autor.

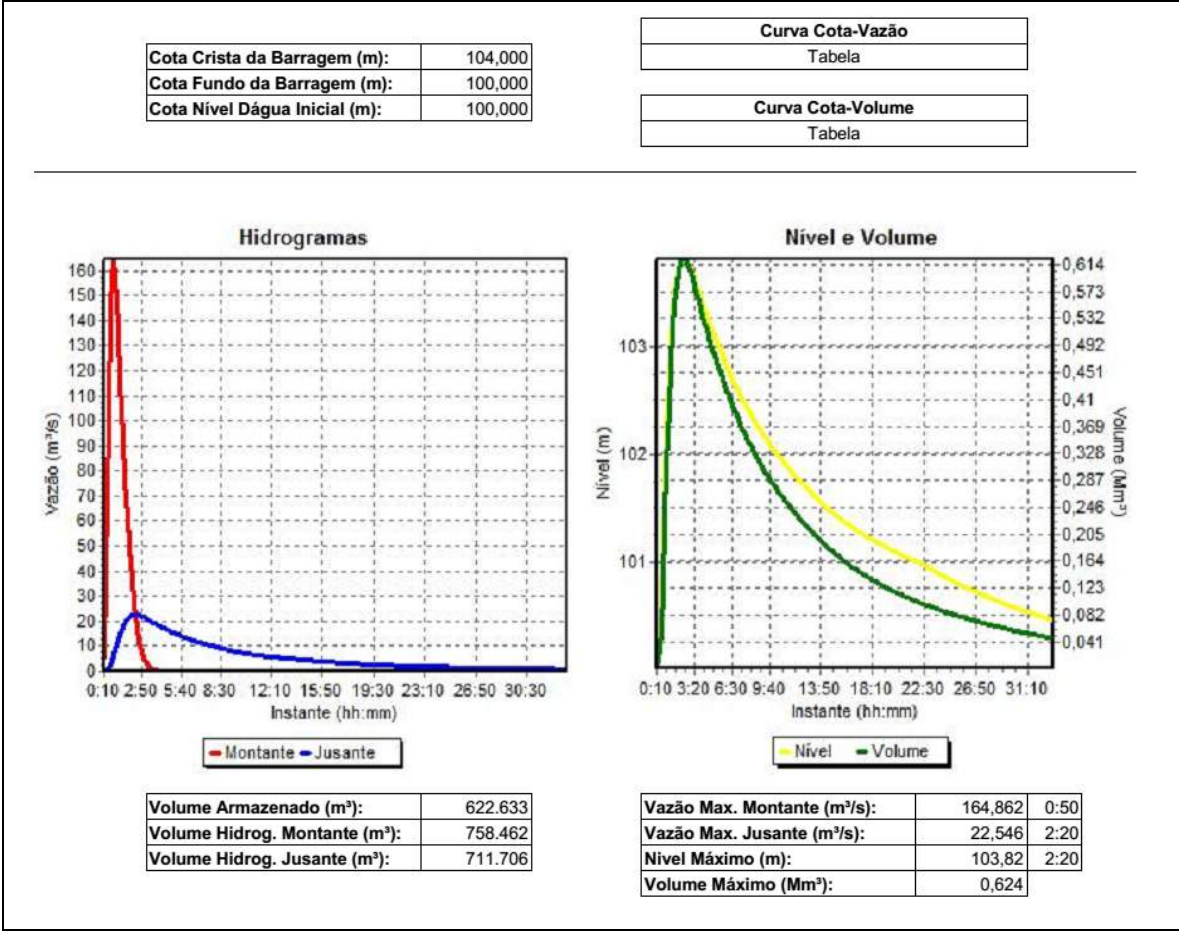
De acordo com a Tabela 4.22, os reservatório de detenção 01, 03 e 04 tiveram as menores porcentagens de redução da vazão de pico, com valor máximo de 20,5% no reservatório 03 e urbanização atual. Estes reservatórios também tiveram os menores atrasos do tempo de pico com máximo de 10 minutos para os reservatórios 01 e 03. Isso é explicado principalmente pela capacidade de armazenamento baixa quando comparada ao volume do hidrograma de entrada, o que impede o seu amortecimento e transfere-o para jusante. Já os reservatórios 02 (Figuras 4.14 e 4.15) e 05 reduziram drasticamente a vazão de pico do hidrograma de saída com máximo de 86,3 e 76,6%, além de atrasar o pico do hidrograma em 90 e 50 minutos respectivamente. Tal funcionamento se explica pela adequada relação entre capacidade de armazenamento e o volume do hidrograma de entrada permitindo o amortecimento da cheia.

Tabela 4.22 – Resumo das simulações dos reservatórios de amortecimento.

Reserv.	Atraso da vazão de pico (min.)		Vazão máxima de entrada (m³/s)		Vazão máxima de saída (m³/s)		Redução da vazão de pico (%)		Volume máximo armazenado (m³x1000)		Cota ou nível máximo (m)	
	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.
01	10,0	0,0	9,02	10,18	8,82	10,16	2,2	0,2	5,40	5,24	102,13	102,18
02	90,0	50,0	164,86	255,69	22,55	81,75	86,3	68,0	622,63	645,32	103,82	103,96
03	20,0	10,0	60,77	82,62	48,32	72,44	20,5	12,3	56,00	51,02	102,15	102,11
04	10,0	10,0	36,64	43,14	33,03	42,89	9,9	0,6	28,33	26,69	102,08	102,06
05	50,0	30,0	21,84	28,68	5,12	10,37	76,6	63,8	46,02	44,74	102,19	102,18

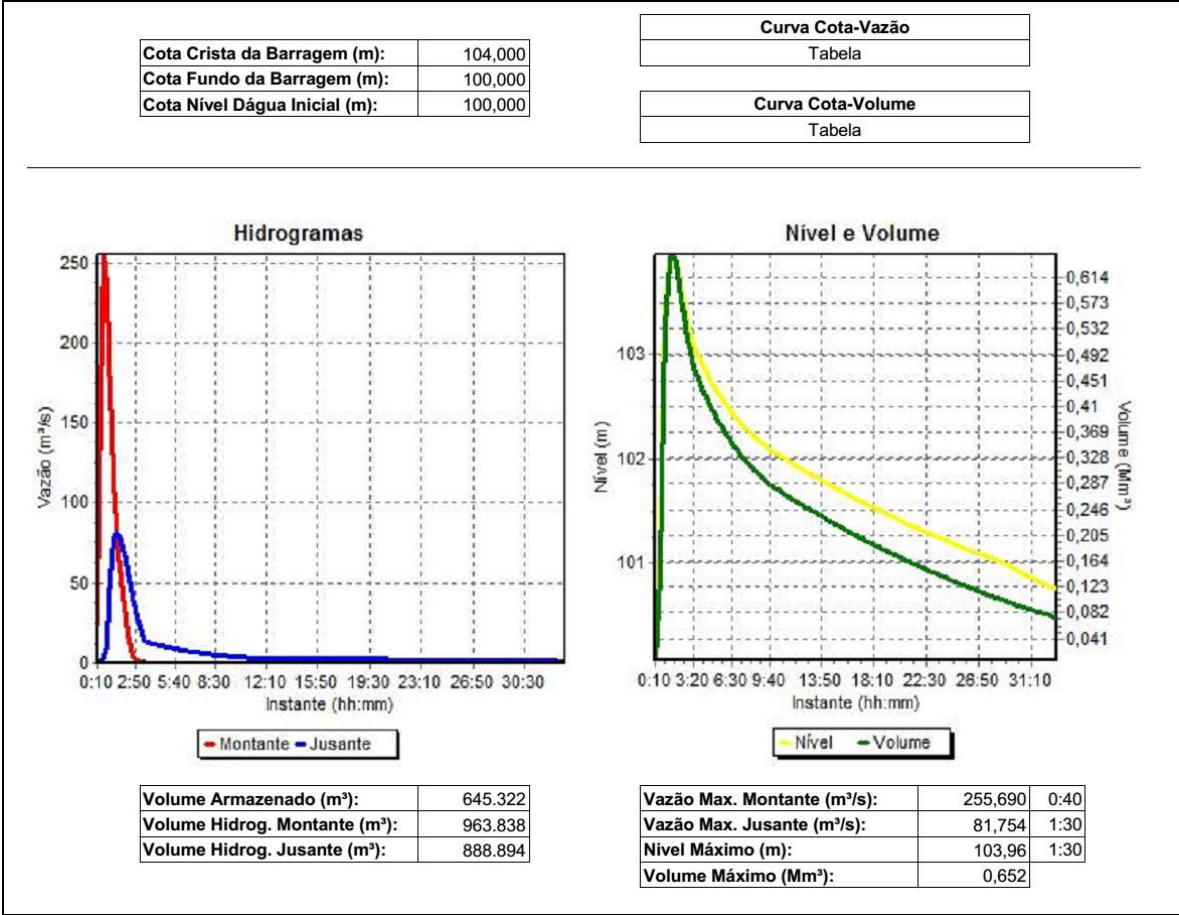
Fonte: O autor.

Figura 4.14 – Simulação do reservatório 02 – Urbanização atual.



Fonte: O autor.

Figura 4.15 – Simulação do reservatório 02 – Urbanização crítica.



Fonte: O autor.

O apêndice C apresenta os hidrogramas, níveis e volumes de todos os reservatórios de amortecimento nas simulações realizadas para os cenários de urbanização atual e crítico.

4.3.3 ANÁLISE COMPARATIVA DAS SIMULAÇÕES NOS CONDUTOS CONSIDERANDO OS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO

Na Tabela 4.23 percebe-se um aumento de 16 a 22,4% no volume escoado nos condutos 01 e 03 respectivamente, além de reduções no intervalo do tempo de pico de 10 minutos para todos os condutos e aumento nas vazões de pico variando de 23,9 a 44,9% nos condutos 04 e 02 respectivamente. O aumento no volume escoado e na vazão de pico é devido principalmente ao crescimento das AI e AIDC, já o volume total do hidrograma é função da área contribuinte, por isso o conduto 04 recebe maiores vazões e volumes, pois termina no exutório da microbacia do córrego Jataí.

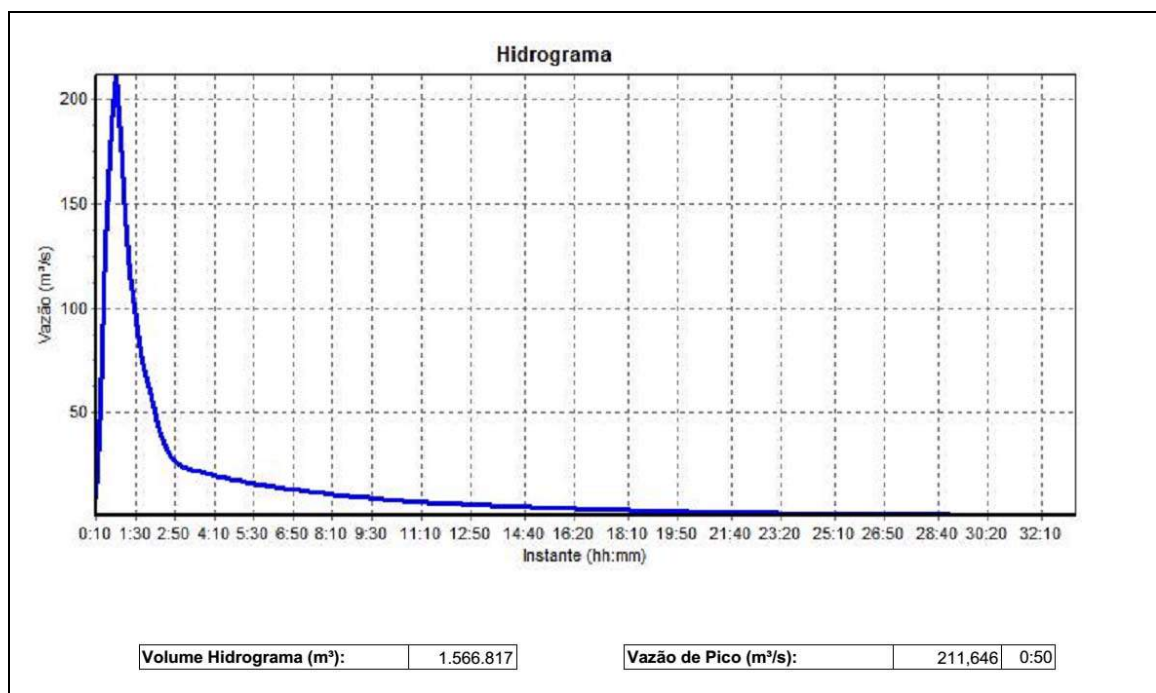
Tabela 4.23 – Resumo das simulações nos condutos.

Conduto	Volume do hidrograma (m <sup>3</sup> x 1000)		Aumento no volume escoado (%)	Intervalo da vazão de pico (min.)		Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)		Aumento da vazão de pico (%)
	Urb. Atual	Urb. Crít.		Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	
01	178,6	206,9	16,0	40-50	30-40	34,31	47,26	37,7
02	356,1	424,2	19,1	40-50	30-40	82,63	119,70	44,9
03	186,2	228,0	22,4	30-40	20-30	60,95	84,42	38,5
04	1.566,8	1.841,6	17,5	40-50	30-40	211,65	262,28	23,9

Fonte: O autor.

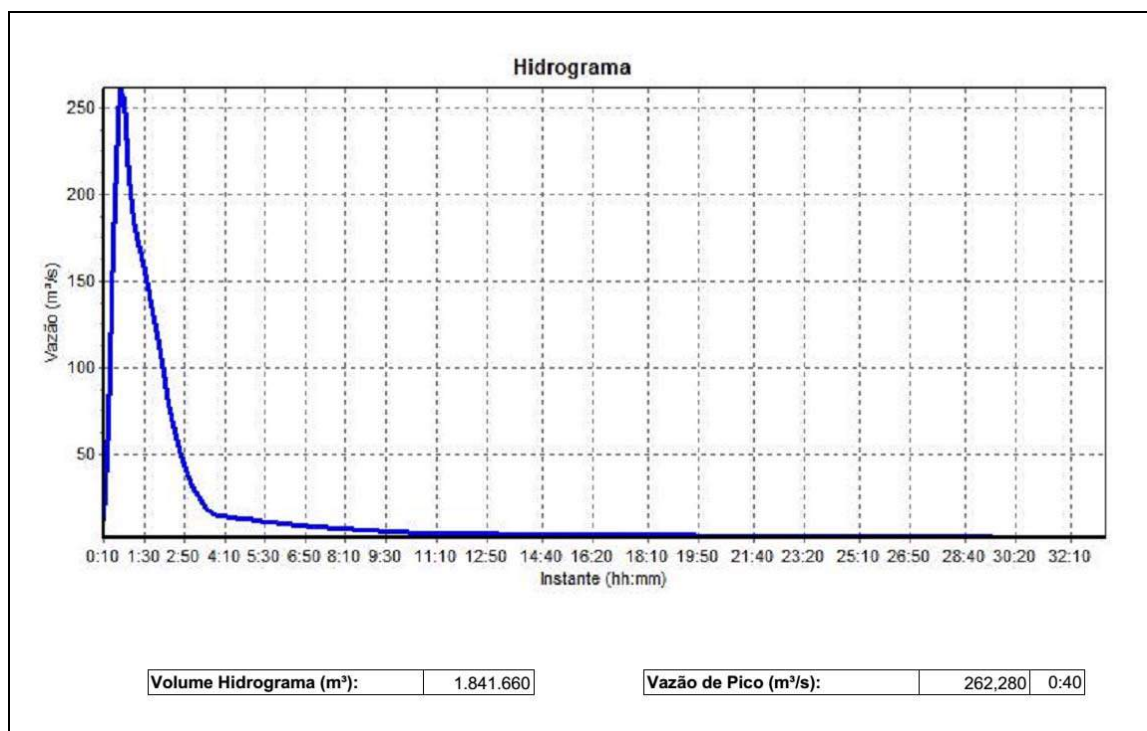
Por conta do grande amortecimento de vazões e volumes proporcionado pelo reservatório 02, a maior parte do escoamento no exutório da microbacia do córrego Jataí (conduto 04) foi devido à contribuição da sub-bacia 08 e conduto 02. Desta forma, ressalta-se que as vazões máximas nas condições de urbanização atual e crítica no exutório da microbacia do córrego Jataí foram de 211,65 e 262,28 m<sup>3</sup>/s respectivamente. Estes valores, apesar de serem elevados, seriam bem maiores na ausência dos reservatórios de amortecimento à montante. As Figuras 4.16 e 4.17 apresentam o resumo das simulações no conduto 04.

Figura 4.16 – Simulação do conduto 04 (Urbanização atual).



Fonte: O autor.

Figura 4.17 – Simulação do conduto 04 (Urbanização crítica).



Fonte: O autor.

O apêndice D apresenta os volumes dos hidrogramas e vazões de pico para todos os condutos nas simulações realizadas para os cenários de urbanização atual e crítico.

#### 4.3.4 PROPOSTA DE IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIO DE AMORTECIMENTO

Diante dos resultados apresentados nas simulações, em especial, as grandes vazões e volumes que escoam pelo conduto 04 até o exutório da microbacia do córrego Jataí, considera-se que a implantação de mais reservatórios de amortecimento é uma medida de grande importância para reduzir os transtornos nesta região e à jusante da mesma.

Para Justino (2004) alguns critérios importantes para a escolha do local de implantação do reservatório são a disponibilidade de espaço (evita gastos e transtornos com desapropriações) e a capacidade da obra de interferir no amortecimento (área de drenagem que contribui com o reservatório). Além disso, devem-se considerar as condições topográficas e geológicas da área a ser utilizada para a construção do reservatório, buscando reduzir custos com escavações.



Diante das limitações de espaço adequado e disponível, ou seja, áreas não construídas e com maior capacidade de interferir no amortecimento, a área obtida para a construção do reservatório foi de 25.300 m<sup>2</sup> (Figura 4.18). A partir dos estudos de Nishiyama (1998) estimou-se a profundidade do solo hidromórfico na região do conduto 04 em 3 m, sendo que escavações mais profundas são dificultadas pela presença do maciço rochoso.

Figura 4.18 – Localização do reservatório proposto.

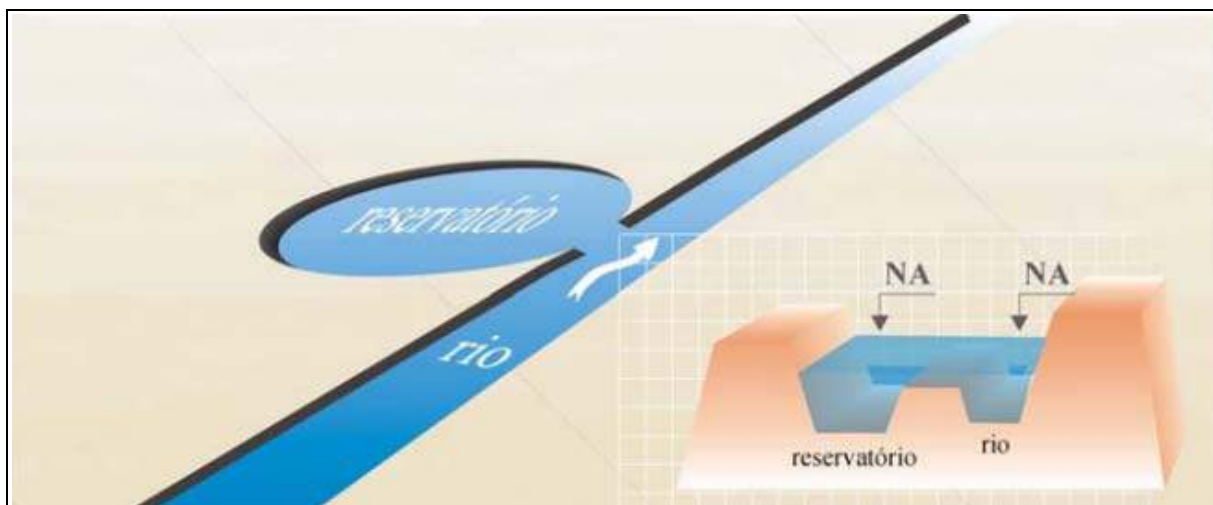


Fonte: adaptado de *Digital Globe* (2014).

Este reservatório será do tipo *off line*, ou seja, deverá ser construído paralelamente ao conduto 04 para não interferir na infraestrutura viária existente (Av. Anselmo Alves dos Santos). Além disso, segundo Assunção (2012), em geral, este tipo de reservatório apresenta menores dimensões quando comparado a um reservatório *in-line*, uma vez que nem todo o volume escoado afluirá ao dispositivo, além de possuir menor custo com manutenção por ser menos afetado pela acumulação de sedimentos (Figura 4.19).



Figura 4.19 – Esquema de reservatório paralelo.



Fonte: adaptado de Raimundo (2007).

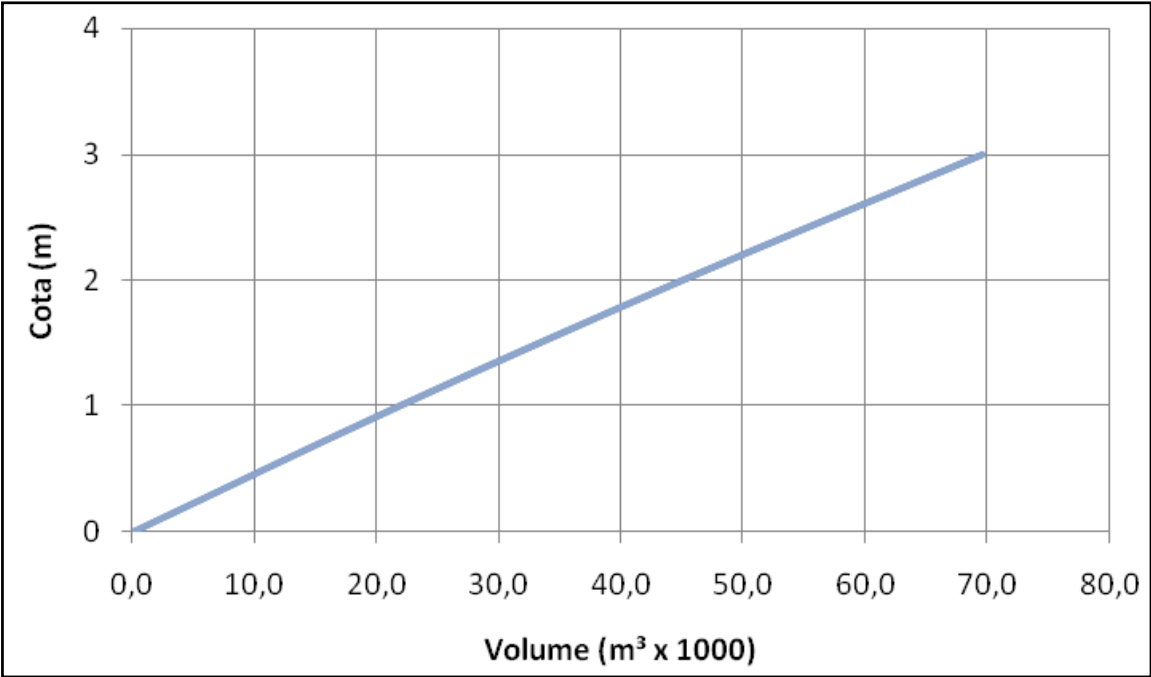
Mantendo-se o padrão de reservatório trapezoidal dos reservatórios de detenção já existentes na bacia com inclinação dos taludes de 40 graus em relação à vertical, obteve-se o volume do reservatório paralelo. Os resultados são descritos na Tabela 4.24 e Figura 4.20.

Tabela 4.24 – Dados do reservatório paralelo proposto.

<b>Cota em relação ao fundo (m)</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume de espera (m<sup>3</sup> x 1000)</b>
0	21.095,54	0,00
1	22.485,69	21,79
2	23.892,66	44,98
3	25.300,00	69,58

Fonte: O autor.

Figura 4.20 – Curva cota x volume do reservatório paralelo proposto.



Fonte: O autor.

A simulação da microbacia como um todo após a implantação do reservatório paralelo proposto permitiu que a vazão de pico fosse reduzida em 26,8%, além de atrasá-la em 10 minutos considerando a urbanização atual (Tabela 4.25). Já no cenário de urbanização crítico a redução na vazão de pico foi de 22,3% e não se obteve atraso significativo desta vazão.

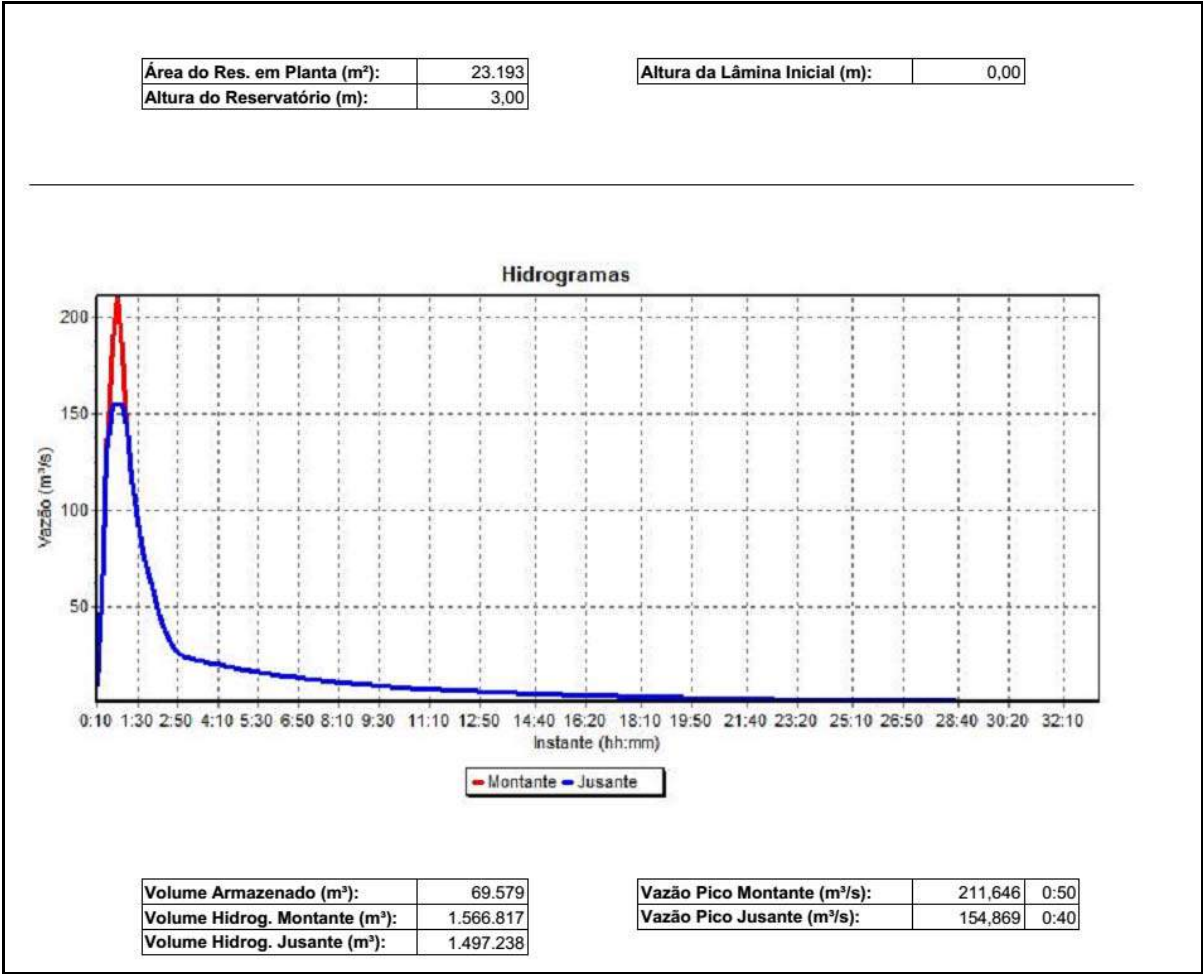
Tabela 4.25 – Resumo da simulação com o reservatório paralelo proposto.

Reserv.	Atraso da vazão de pico (min.)		Vazão máxima de entrada (m³/s)		Vazão máxima de saída (m³/s)		Redução da vazão de pico (%)		Volume armazenado (m³x1000)		Nível máximo (m)	
	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.	Urb. Atual	Urb. Crít.
Paralelo	10,0	0,0	211,65	262,28	154,87	203,87	26,8	22,3	69,58	69,58	3,00	3,00

Fonte: O autor.

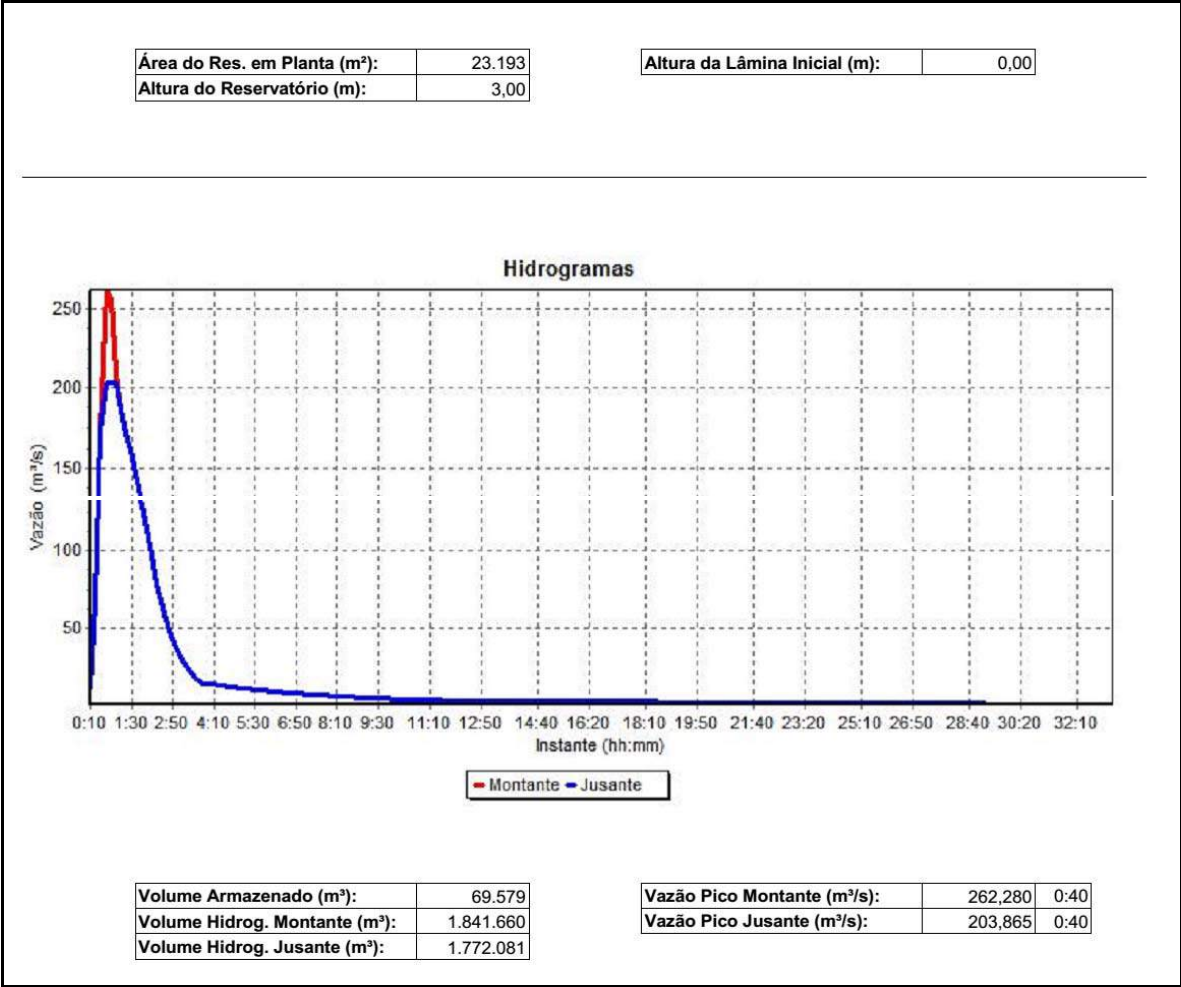
As Figuras 4.21 e 4.22 apresentam o resumo das simulações no conduto 04 após a implantação do reservatório paralelo.

Figura 4.21 – Simulação do reservatório paralelo proposto (urbanização atual).



Fonte: O autor.

Figura 4.22 – Simulação do reservatório paralelo proposto (urbanização crítica).



Fonte: O autor.

# CAPÍTULO 5

## CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Pela análise das características morfométricas, pode-se concluir que a microbacia do córrego Jataí é pequena, tem baixa declividade média e maiores declividades próximo às nascentes e cursos de água, é alongada, pouco propensa a enchentes e possui cursos de água retilíneos.

Além disso, predominam na microbacia solos argilosos e pouco permeáveis, o que foi comprovado nos testes de infiltração (Apêndice A). Como era esperado, constatou-se que boa parte da microbacia ainda não foi urbanizada e ocupada, o que permite um melhor planejamento das expansões da urbanização para que não seja atingido o cenário crítico de urbanização utilizado neste estudo.

Os resultados obtidos nas simulações das sub-bacias isoladamente foram de grande importância para subsidiar o planejamento das medidas a serem implantadas a nível local, identificando o problema em sua origem e permitindo a implementação de medidas de controle na fonte e na microdrenagem, resultando em menor impacto ambiental e social.

Nas simulações hidrológicas, foram obtidos resultados preocupantes de extravasão dos reservatórios de amortecimento que demandaram a adequação dos seus vertedores para permitir a simulação da microbacia como um todo. Além disso, percebeu-se que a chuva de projeto considerada gerou um hidrograma com vazão de pico próximo ao início da precipitação e as vazões máximas foram proporcionais às AI e AIDC de cada sub-bacia.

Notou-se também que as sub-bacias 02 e 08 devem receber especial atenção por conta das grandes vazões produzidas nestas regiões, sendo necessária e urgente a implantação de novas medidas de controle nesses locais, como o reservatório de retenção proposto, para reduzir os prejuízos causados por enchentes.

Nas simulações dos reservatórios, percebeu-se um erro grave no dimensionamento dos vertedores dos reservatórios de retenção, pois sua vazão máxima é extremamente baixa quando comparada às vazões geradas nas sub-bacias contribuintes, o que levou ao

transbordamento destes reservatórios. Após corrigido este problema com a adequação dos vertedores, observou-se que os reservatórios de detenção, com exceção do reservatório 05, não causaram atrasos e reduções significativas das vazões de pico. Isso leva a crer que tais reservatórios foram dimensionados para chuvas com tempo de retorno bem menores que os utilizados na simulação. Já os reservatórios 02 e 05 apresentaram bons resultados nas simulações, atrasando e reduzindo significativamente as vazões de pico.

Diante da indisponibilidade de dados sobre a rede de drenagem principal, não foi realizada a verificação dos condutos diante das vazões máximas obtidas nos hidrogramas da simulação. Porém, os valores elevados de vazões nos condutos levam a crer que estes não são capazes de escoar as vazões máximas esperadas. Atenção especial deve ser dada ao conduto 04, pois conduz a vazão de toda a microbacia do córrego Jataí ao exutório, sendo necessárias novas medidas de controle para reduzir a vazão neste conduto.

Apesar das grandes vazões escoadas no exutório da microbacia, tais valores seriam bem maiores na ausência dos reservatórios de amortecimento, em especial do reservatório 02, responsável por boa parte do amortecimento na microbacia.

Diante dos cenários apresentados, a proposta de implantação de um reservatório de amortecimento paralelo ao conduto 04 se apresenta como uma importante medida para amenizar os transtornos causados por chuvas intensas na região e à jusante dela. Apesar das limitações de espaços disponíveis e adequados para a construção deste reservatório, a área utilizada nesta proposta foi suficiente para reduzir significativamente as vazões escoadas nos trechos à jusante, o que constata o bom funcionamento deste reservatório para a chuva considerada.

Algumas importantes sugestões de melhorias da infraestrutura de drenagem existente na microbacia do córrego Jataí e sugestões para trabalhos futuros são:

- a) adequar os vertedores dos reservatórios de detenção e retenção às vazões de projeto para precipitações com tempo de retorno de 100 anos, considerando uma condição crítica de urbanização. Sugere-se a adoção de vertedores do tipo poços circulares, pois tem grande capacidade de extravasão;
- b) ampliar os reservatórios de amortecimento, em especial, os reservatórios de detenção 01, 03 e 04, para que seja possível um maior amortecimento das vazões de entrada;

- c) implantar mais reservatórios de detenção como medida de controle na microdrenagem. Sugere-se a criação destes reservatórios nas sub-bacias 06 e 07 que atualmente não dispõe deste tipo de medida;
- d) implantar o reservatório paralelo proposto neste trabalho para reduzir as vazões escoadas no exutório. Verificar a viabilidade de implantação de mais reservatórios paralelos para reduzir ainda mais as vazões no conduto 04;
- e) estudar a bacia hidrográfica onde está inserida a microbacia do córrego Jataí para que seja possível determinar as suas vazões de restrição;
- f) analisar o funcionamento dos condutos diante das vazões simuladas e propor melhorias nestes sistemas. Verificar a viabilidade de implantação de reservatórios paralelos aos condutos, em especial, ao conduto 02 que escoar maiores vazões;
- g) utilizar outras medidas de controle de enchentes na microbacia e promover simulações para verificar o seu funcionamento, em especial, medidas aplicadas na fonte com pequenos impactos ambientais e sociais como pavimentos permeáveis, praças e canteiros inundáveis e reservatórios nos lotes, quadras e bairros;
- h) promover a implementação de medidas de controle não estruturais para evitar que a condição de urbanização crítica utilizada nas simulações seja atingida;
- i) instalar postos de medição de vazão nos condutos principais da microbacia do córrego Jataí. Os dados obtidos nas medições deverão ser comparados aos dados do hidrograma calculado para verificação do modelo;
- j) ajustar os parâmetros do modelo e realizar previsões de hidrogramas para projetos de obras hidráulicas;
- k) obter o tempo de retorno que causaria a iminência de transbordamento considerando os vertedores existentes nos reservatórios de detenção;
- l) reduzir a altura da estrutura do vertedor existente nos reservatórios de detenção permitindo o seu funcionamento como vertedor do tipo poço retangular;
- m) promover simulações com períodos de retorno menores que 100 anos para se verificar o funcionamento dos elementos da macrodrenagem diante destas precipitações;
- n) estimar o tempo de retorno a partir do qual o reservatório paralelo proposto amorteceria a onda de cheia.

## REFERÊNCIAS

AB' SABER, A. N. **Contribuição à Geomorfologia das áreas de Cerrado**. São Paulo. Ed. USP, 1971.

ANDRADE, R. F. **Mapeamento geotécnico preliminar em escala semidetalhe(1: 25.000) da área de expansão urbana de Uberlândia-MG**. 2005. 113 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia 2005.

ASSUNÇÃO, V. R. A. **Proposta de metodologia de cálculo de reservatórios de retenção em bacias hidrográficas urbanizadas**. 2012. 153 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2012.

**A reinserção dos cursos d'água em áreas urbanas**. Estudo de caso: microbacia do córrego Jataí – Uberlândia/MG. 2012. 191 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2012.

BACCARO, C. Unidades Geomorfológicas do Triângulo Mineiro. **Revista Sociedade & Natureza**, Uberlândia, v. 3, n. 5- 6, p. 37-42, dez. 1991.

BAUER, M. E. et al. **Impervious surface mapping and change monitoring using LANDSAT remote sensing**. ASPRS 2001 Annual Convention, St. Louis, 2004.

BELTRAME, A. da V. **Diagnóstico do meio físico de bacias hidrográficas: modelo e aplicação**. Florianópolis: Ed. da UFSC, 112 p., 1994.

BOYD, M. J., BUFILL, M. C., KNEE, R.M. Pervious and impervious runoff in urban catchments. **Hidrological Sciences Journal**, London, 2003.

BOYD, M. J., BUFILL, M. C., KNEE, R.M. Predicting pervious and impervious storm runoff from urban drainage basins. **Hidrological Sciences Journal**, London, 2004.

BRASIL. **Constituição da república federativa do Brasil de 1988**. Disponível em: < [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/constituicao/constituicaocompilado.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/constituicao/constituicaocompilado.htm)>. Acesso em: 15 dez. 2014.

BRASIL. **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE)**. Disponível em: < <http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 05 Jul. 2013.

BRASIL. **Lei n. 10.257 de 10 de julho de 2001**. Regulamenta os arts. 182 e 183 da Constituição Federal, estabelece diretrizes gerais da política urbana e dá outras providências. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/leis/leis\\_2001 /110257.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/leis_2001 /110257.htm)>. Acesso em: 09 julho 2013.



BRASIL. **Lei n. 9.433 de 8 de janeiro de 1997**. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos e dá outras providências. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/leis/L9433.HTM](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/L9433.HTM)>. Acesso em: 12 março 2014.

BRASIL. Secretaria Nacional de Defesa Civil. **Política nacional de defesa civil**. Brasília, DF, 2007.

BURROUGH, P. A.; MCDONNELL, R.A. **Principles of geographical information systems**. Oxford: Oxford University Press, 1998.

CABRAL, J.J.S.P. et al. Modelos Computacionais para drenagem urbana. In: RIGHETTO, A.M. **Manejo de águas pluviais urbanas**. Rio de Janeiro: ABES, 2009.

CALDERARI, E. S. **A reinserção dos cursos d'água em áreas urbanas**. Estudo de caso: microbacia do córrego Jataí – Uberlândia/MG. 2012. 191 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2012.

CALIFORNIA STORMWATER BMP HANDBOOK. **New development and redevelopment**. Disponível em: <[www.cabmphandbook.com](http://www.cabmphandbook.com)>. Acesso em: mar. 2013.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CARLSON, T. N.; ARTHUR, S. T. The impact of land use — land cover changes due to urbanization on surface microclimate and hydrology: a satellite perspective. **Global and Planetary Change**, v. 25, p. 49-65, Jul. 2000.

CARVALHO, S. N. Estatuto da Cidade: aspectos técnicos e políticos do plano diretor. **São Paulo em Perspectiva**, São Paulo, v. 4, n.15, 2001.

CHRISTOPHERSON, R. W. **Geossistemas: Uma introdução à geografia Física**. 7 ed. Porto Alegre: Bookman, 2012.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINEIRAIS (CPRM). **Relatório Técnico da operação do sistema de alerta da bacia do rio Doce no período de dezembro de 2003 a março de 2004**. Belo Horizonte, 2004.

CRAWFORD, M.; LINSLEY, R. Digital Simulation in Hidrology. Technical Report, n.19. Department of Civil Engineer, Stanford University, in: **Modelos hidrológicos**. Modelos Precipitação-Vazão. UFRGS, Porto Alegre, 1996.

CRISTOFOLETTI, A. Análise morfométrica de bacias hidrográficas. **Revista Geomorfol**, Campinas, v.18, n.9, p.35-64, 1969.

DEBO, T.N.; REESE, A.J. **Municipal stormwater management**. Florida: CRC Press LLC, 2003.

DEL GROSSI, S. R. **De Uberabinha a Uberlândia: os caminhos da natureza**. São Paulo. 1991. Tese (Doutorado) –Universidade de São Paulo. São Paulo, 1991.

ELLIS, J. B.; JACOBSEN, H. T. Urban Drainage Impact on receiving waters. **Journal of Hydraulic Research**, London, v. 34, n. 6, p. 1996.

EMBRAPA. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. Rio de Janeiro: EMBRAPA - SPI, 1999.

GARCIA, J. I. B. **Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia hidrográfica do arroio Cancela**. 2005. 169 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria/RS, 2005.

**GLOSSÁRIO** de termos hidrológicos da Agência Nacional de Águas (ANA). Disponível em: <[www.hidroweb.ana.gov.br/HidroWeb.asp?TocItem=6010](http://www.hidroweb.ana.gov.br/HidroWeb.asp?TocItem=6010)>. Acesso em: 10 jan. 2015.

GUILHERME, F.A.G. et al. Fitofisionomias e aflora lenhosa nativa do Parque do Sabiá, Uberlândia, MG. **Daphne**, v.8, n.2, p.17-30, 1998.

**HEC-HMS**. US Army Corps of Engineers. Disponível em: <<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms>>. Acesso em 20 dez. 2014.

HORTON, R.E. Analysis of runoff-plot experiments with varying infiltration capacity. **Transactions American Geophysical Union**, Washington, 1939.

JOHNSON, W. **Physical and economic feasibility of nonstructural flood plain management measures**. Davis: Hydrologic Engineer Center, 1978.

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. 183 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2004.

LEPSCH, I. F. **Formação e conservação dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

LIMA, W.P.; ZAKIA M.J.B. Hidrologia de matas ciliares. In: RODRIGUES; R. R.; LEITÃO FILHO; H. F. (Ed.). **Matas ciliares: conservação e recuperação**. 2.ed. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2000. p.33-43.

LINSLEY, R.K. Jr. et al. **Hydrology for Engineers**. 2. ed. New York: McGraw-Hill, 1975.

LOPES, J. E. G.; SANTOS, R. C. P. **Capacidade de reservatórios**. São Paulo: Ed. USP, 2002.

LOU, R. F. **Modelagem hidrológica chuva-vazão e Hidrodinâmica aplicada na bacia experimental do rio Piabanha/RJ**. 2010. 174 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

MARTINS, R. C. **Uso e gestão dos recursos hídricos no Brasil: desafios teóricos e político-institucionais**. São Carlos: RiMa, 2003.

MENESES, P. R. **Introdução ao processamento de imagens de sensoriamento remoto**. Brasília: Ed. UNB, 2012.

MOTA, J. C.; TUCCI, C. E. M. Simulation of the urbanization effect in flow. **Hydrological Sciences Journal**, v.29, n.2, p.131-147, Jun. 1984.

NOVAK, P. et al. **Hydraulic Structures**. Ed. E & FN Spon, UK, 1996.

**O CLIMA** na cidade de Uberlândia. Disponível em:

<<http://www.sociedadnatureza.ig.ufu.br/include/getdoc.php?id=57&article=27&mode=pdf>>

Acesso em: 18 out. 2010.

OLIVEIRA, C. de P. M.; PORTO, R. L.L. **ABC 6 – Análise de Bacias Complexas**. São Paulo, 2000.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas Intensas no Brasil**, 2. edição, Rio de Janeiro: DNOS, 1982.

PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Departamento de esgotos pluviais. **Manual de Drenagem Urbana – Volume VI**. Porto Alegre: UFRGS, 2005.

PORTO, R.L. et. al. Drenagem Urbana. In: TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: Ed. UFRGS/ABRH, 2009.

RADAMBRASIL. **Levantamento de Recursos Naturais**. Rio de Janeiro, Folha SE,22. Goiânia, vol. 31, 1983.

RAIMUNDO, A. P. **Estruturas hidráulicas utilizadas em reservatórios de controle de cheias**. 2007. 178 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

RAWL, W.J.; BRAKENSIEK, D.L. Estimation of soil water and hydraulic properties. In: MOREL-SEYTOUX, H. J. **Unsaturated Flow in hydrologic modeling**. Kluwer, 1989.

RIGHETTO, A.M., MOREIRA, L.F.F., SALES, T.E.A. **Manejo de águas pluviais urbanas**. Rio de Janeiro, ABES, 2009.

RIO DE JANEIRO (Estado). Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável. **Revitalização de rios: orientação técnica**. Rio de Janeiro, 2001.

RIO DE JANEIRO (Município). Secretaria Municipal de Obras. **Instruções técnicas para elaboração de estudos hidráulicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem**. Rio de Janeiro, 2010.

ROCHA, M. A. **Infraestrutura básica**. Disponível em:

<<http://www.cartoriosbr.com.br/5324/o-que-se-considera-infra-estrutura-basica>>, acesso em 15 jan 2014.

ROSS, J. **Geografia do Brasil**. São Paulo: Ed.USP, 2005.

SANTOS, A. R. **Enchentes e deslizamentos: causas e soluções**. São Paulo: PINI, 2012.

SCHUSSEL, Z. G. L. O desenvolvimento urbano sustentável – uma utopia possível? **Desenvolvimento e Meio Ambiente**, Curitiba, n. 9, p. 57-67, jan./jun. 2004.

SHEAFFER, J.R.; WRIGHT, K.R. Urban storm drainage management. New York: Marcel Dekker, 1982.

SILVA, A.M.; SCHULTZ, H.E.; CAMARGO, P.B. **Erosão e Hidrossedimentologia em Bacias Hidrográficas**. São Carlos: RIMa, 2007.

SILVA, E. C. et al. Mapeamento Geotécnico da Folha córrego das Moças, no Município de Uberlândia – MG. **Revista Caminhos de Geografia**, Uberlândia, 2010.

SILVEIRA, A. L.L et. al. Infiltração e armazenamento no solo. In: TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: Ed. UFRGS/ABRH, 2009.

SILVEIRA, A. L.L. Ciclo hidrológico e bacia hidrográfica. In: TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: Ed. UFRGS/ABRH, 2009.

SIMONS, D. B. et al. **Flood Flows, stages and damages**. Fort Collins: Colorado State University, 1977.

STRAHLER, A.N. Equilibrium theory of erosional slopes approaches by frequency distribution analysis. **American Science Journal**, n. 248, p. 673-696, 1952.

TASSI, Rutinéia. **Efeito dos microreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana**. 156 f. Porto Alegre. 2002. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

TEODORO, V. L. et al. O conceito de bacia hidrográfica e a importância da caracterização morfométrica para o entendimento da dinâmica ambiental local. **Revista Uniara**, Araraquara, n. 20, p. 133-157. 2007.

THOMAZ, P. **Cálculo hidrológico e hidráulico para obras municipais**. Piscinões, galerias, bueiros, canais, Método SCS, Denver, Santa Bárbara Racional, TR-55. São Paulo: Navegar, 2002.

TONELLO, K.C. **Análise hidroambiental da bacia hidrográfica da cachoeira das Pombas, Guanhões, MG**. 69p. Viçosa. 2005. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2005.

TUCCI, C. E. M. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 1995.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Ed. UFRGS/ABRH, 2009.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Ed. UFRGS/ABRH, 2005.

TUCCI, C. E. M.; GENZ, F. Controle do impacto da urbanização. In: TUCCI, C. E. M. et al. **Drenagem urbana**. Porto Alegre. Ed. UFRGS, 1995.

TUCCI, C.E.M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**, 2. ed. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 2000. Uberlândia, MG. Daphne, v.8, n.2, p.17-30, 1998.

UBERLÂNDIA. Prefeitura Municipal. **Lei complementar nº 245 de 30 de novembro de**

**2000.** Dispõe sobre o parcelamento e zoneamento, uso e ocupação do solo no município de Uberlândia. Disponível em: <<http://www.uberlandia.mg.gov.br/?pag=Conteudoeid=62>>. Acesso em: 20 dez. 2014.

UBERLÂNDIA. Prefeitura Municipal. **Cartilha do Plano de Emergência Pluviométrica – PEP 2010/2011.** Disponível em: <[http://www.uberlandia.mg.gov.br/2014/secretaria-pagina/41/485/defesa\\_civil.html](http://www.uberlandia.mg.gov.br/2014/secretaria-pagina/41/485/defesa_civil.html)> Acesso em: 12 fev. 2014.

UBERLÂNDIA. Prefeitura Municipal. **Lei complementar nº 432 de 19 de outubro de 2006.** Aprova o Plano Diretor do Município de Uberlândia. Disponível em: <[http://www.uberlandia.mg.gov.br/uploads/cms\\_b\\_arquivos/2273.pdf](http://www.uberlandia.mg.gov.br/uploads/cms_b_arquivos/2273.pdf)> Acesso em: 12 fev. 2014.

**URBAN STORMWATER MANAGEMENT IN THE UNITED STATES.** National Academy Press, Washington/DC, 2009.

URBONAS, B.; STAHR, P. **Stormwater best management practices and detention, prentice hall, Englewood cliffs.** New Jersey: DR Maidment, 1993.  
USGS. **O ciclo da água.** Disponível em: <<http://water.usgs.gov/edu/watercycleportuguese.html>>. Acesso em: 28 nov. 2014.

VILLELA, S.M.; MATTOS, A. **Hidrologia aplicada.** São Paulo: McGRAWHill do Brasil, 1975. 245p.

WATER RESOURCES COUNCIL. **Regulation of flood hazard areas to reduce flood losses.** Washington, 1971.

WILKEN, S. **Engenharia de drenagem superficial.** Companhia de tecnologia de saneamento ambiental. São Paulo, 1978.

WISLER, C.O.; BRATER, E.F. **Hidrologia.** Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico, 1964.

# APÊNDICE A

## ENSAIO COM INFILTRÔMETRO DE INUNDAÇÃO

Figura A.1 – Gráfico da taxa de infiltração na região de cobertura cenozóica.

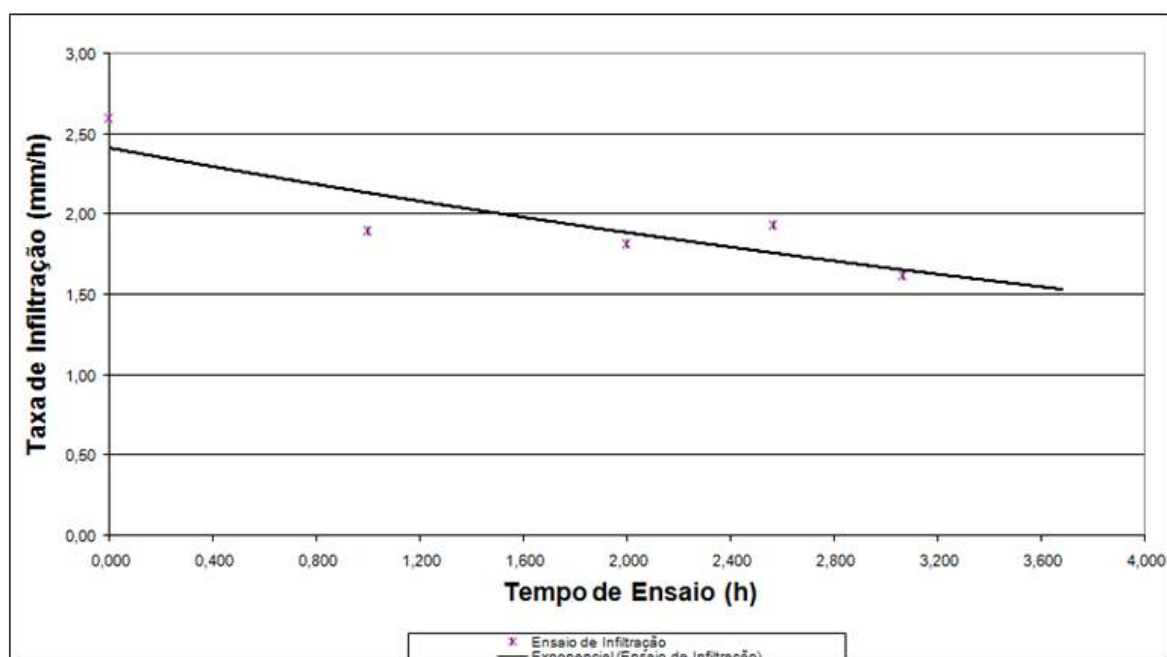
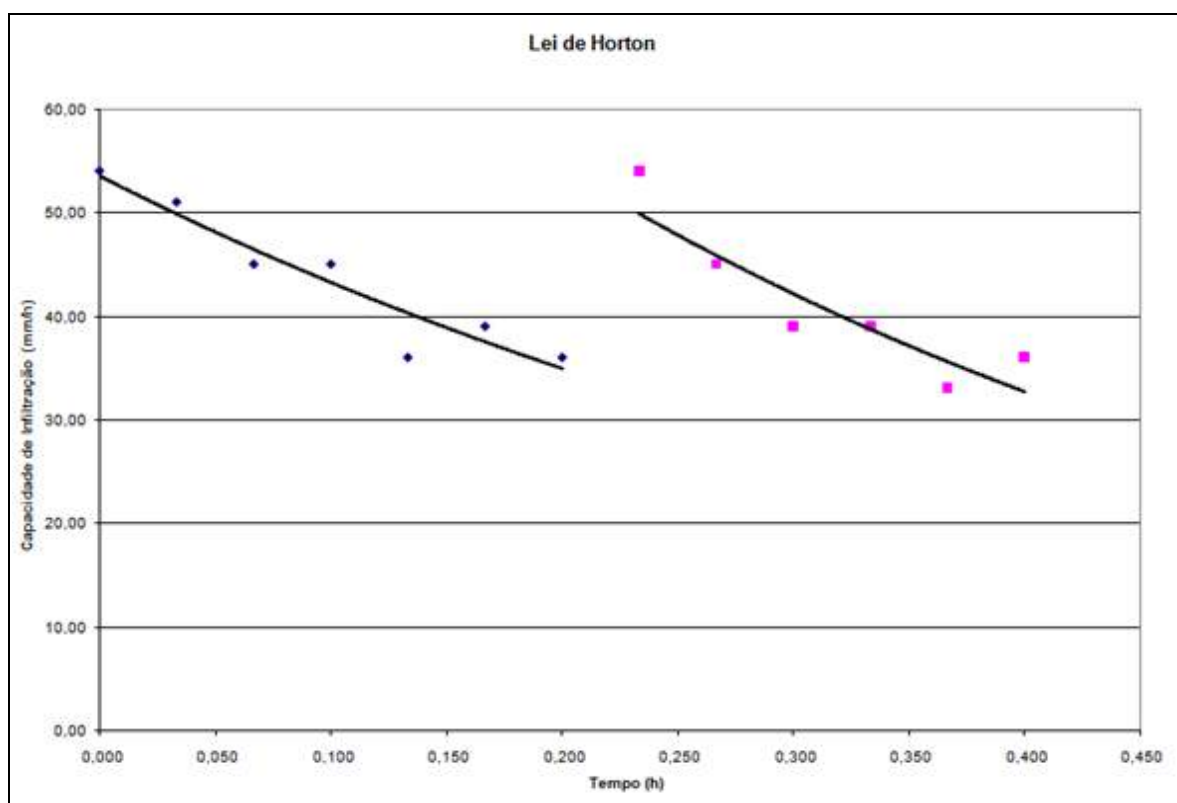


Figura A.2 – Gráfico da capacidade de infiltração do solo na região de cobertura cenozóica.



APÊNDICE B

RESUMO DAS SIMULAÇÕES DAS SUB-BACIAS ISOLADAMENTE PARA OS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO

Figura B.1 - Simulação da sub-bacia 01 (Urbanização atual).

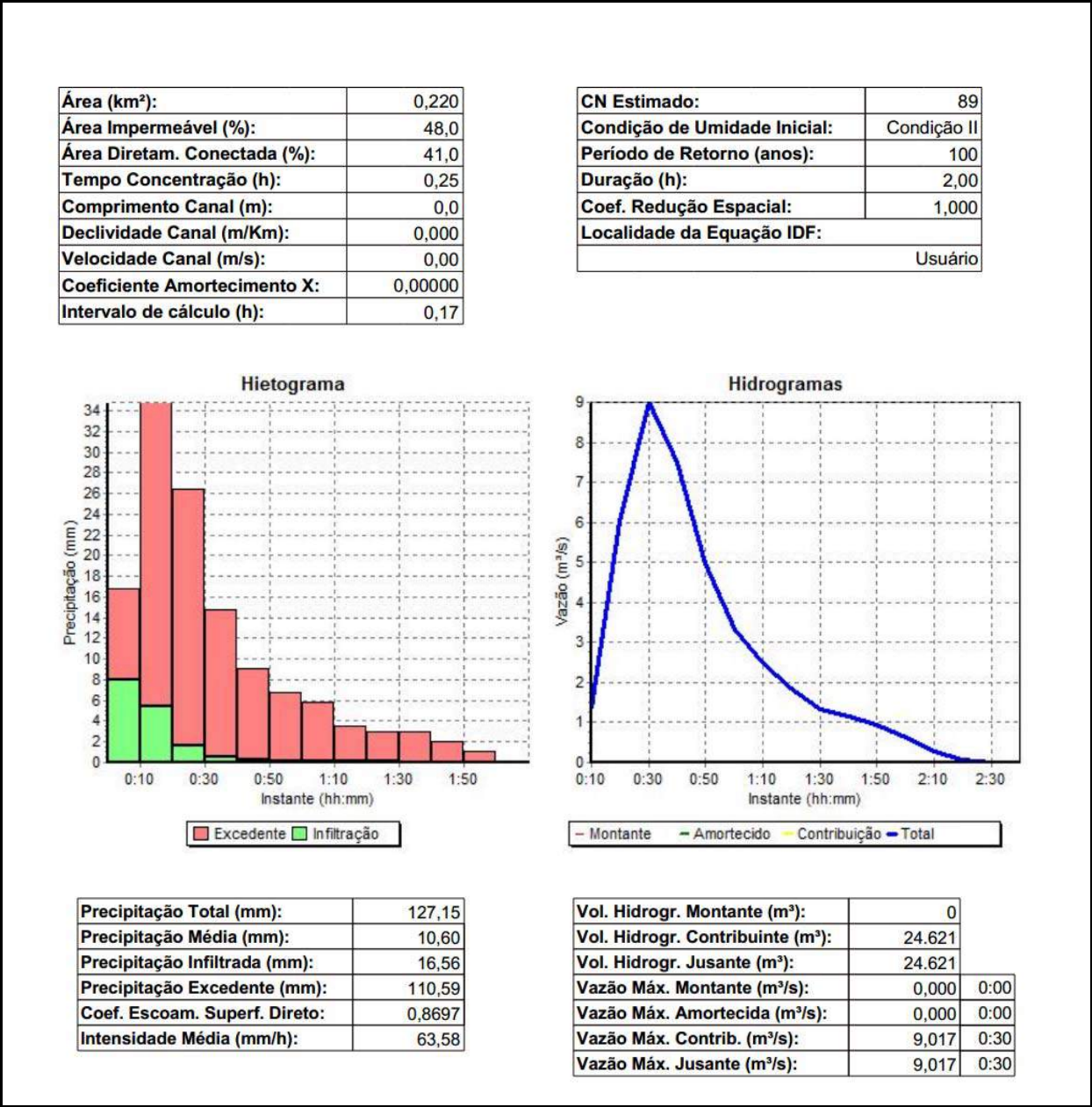


Figura B.2 - Simulação da sub-bacia 01 (Urbanização crítica).

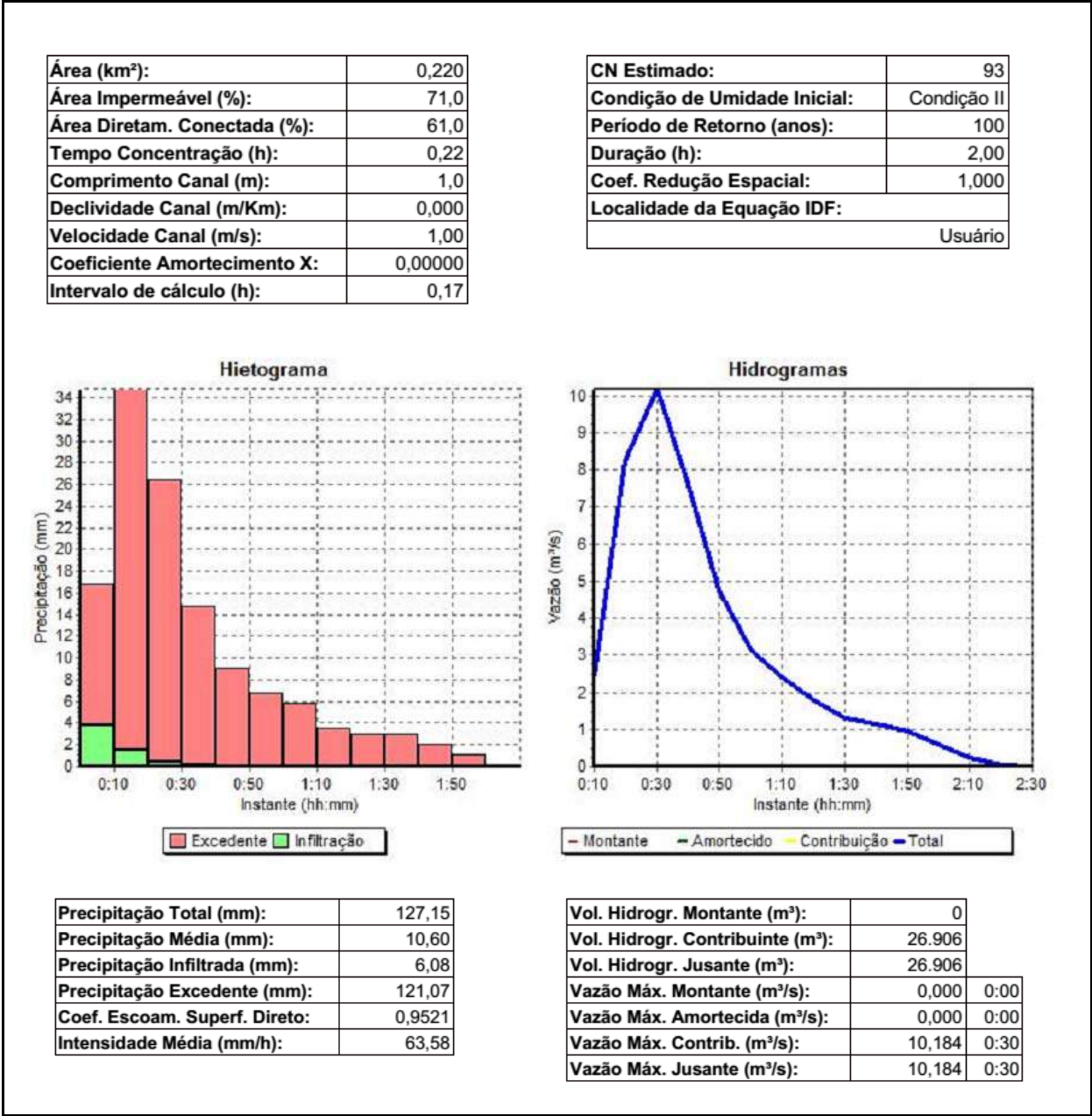




Figura B.3 - Simulação da sub-bacia 02 (Urbanização atual).

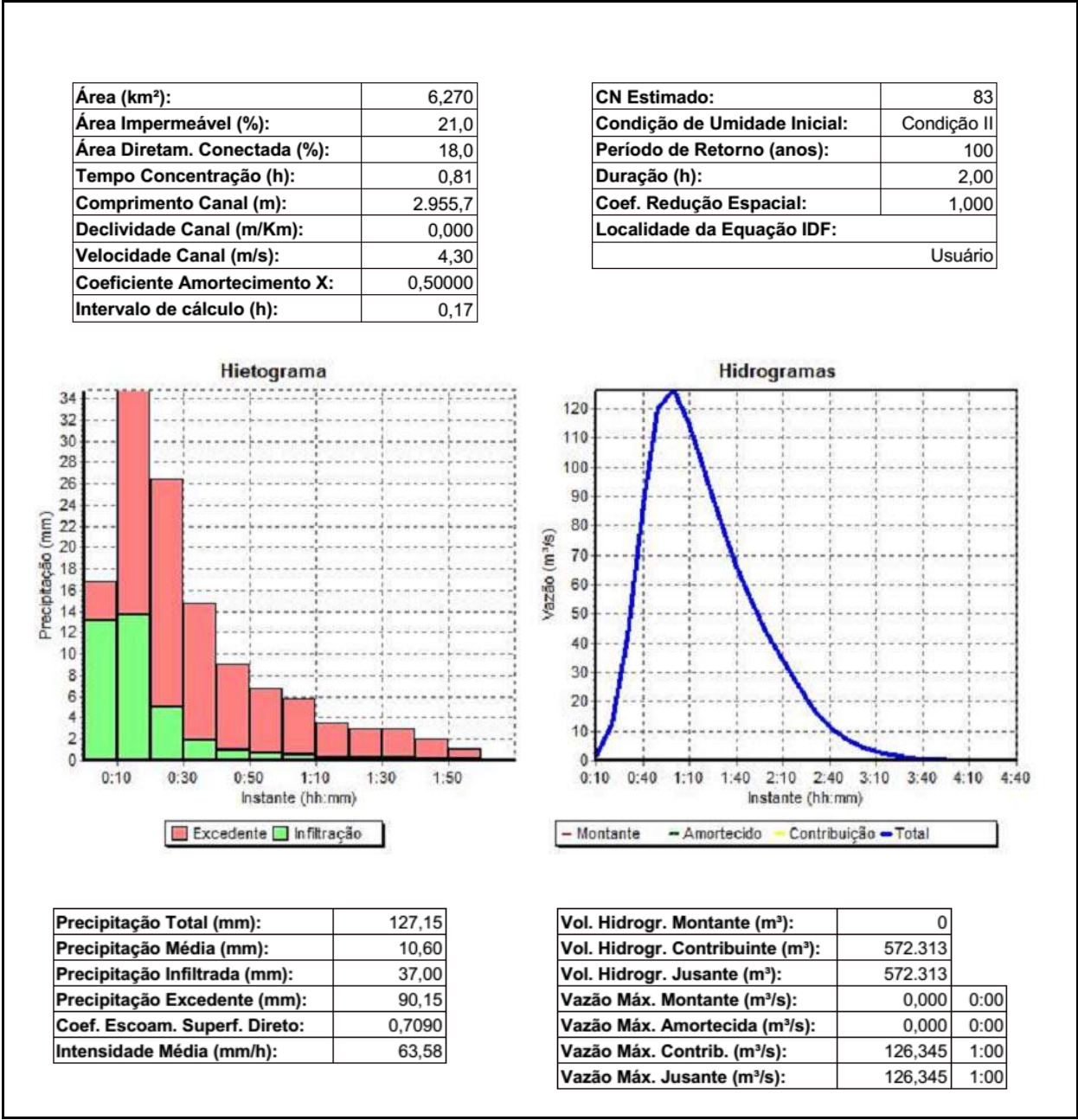


Figura B.4 - Simulação da sub-bacia 02 (Urbanização crítica).

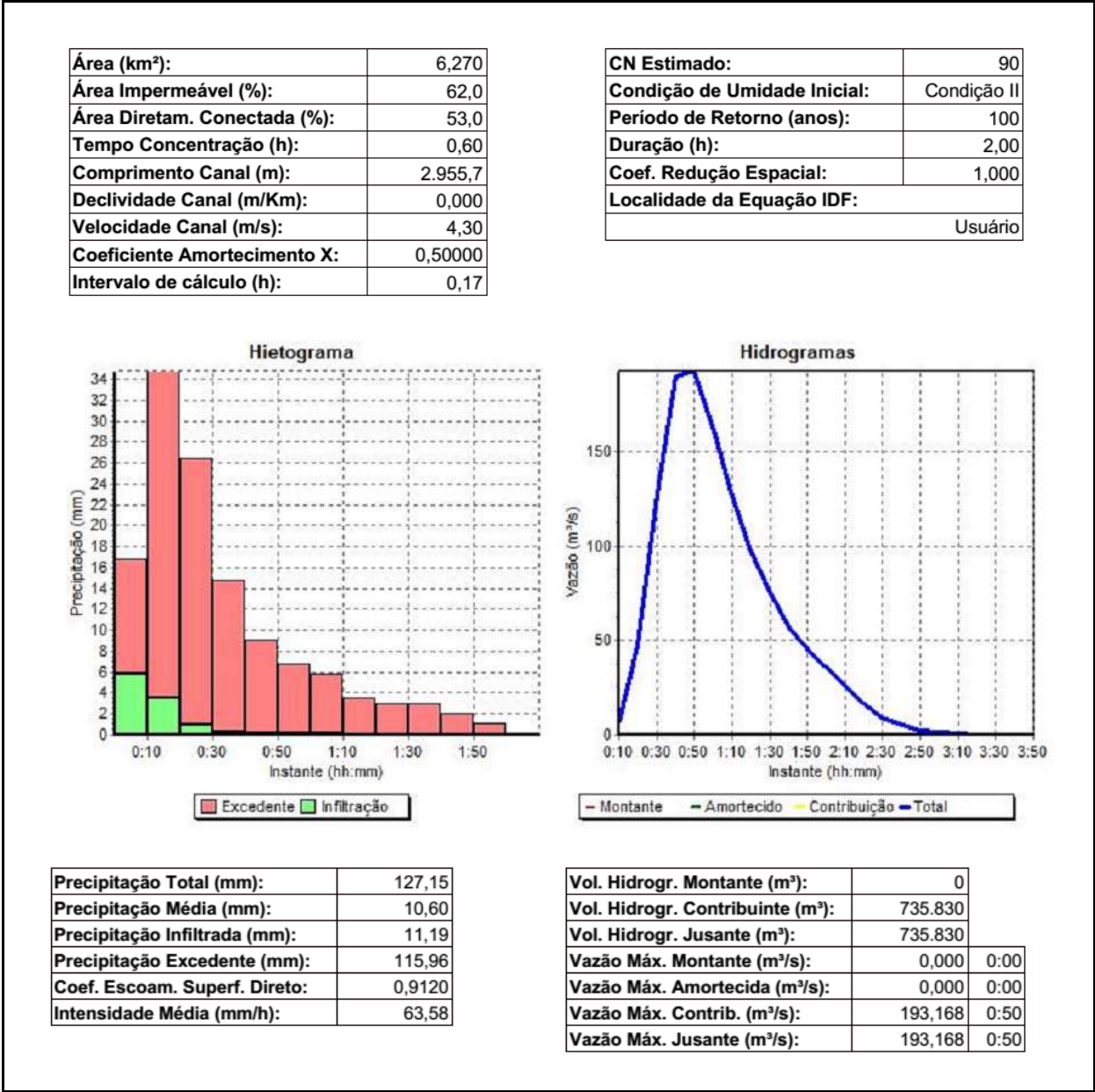


Figura B.5 - Simulação da sub-bacia 03 (Urbanização atual).

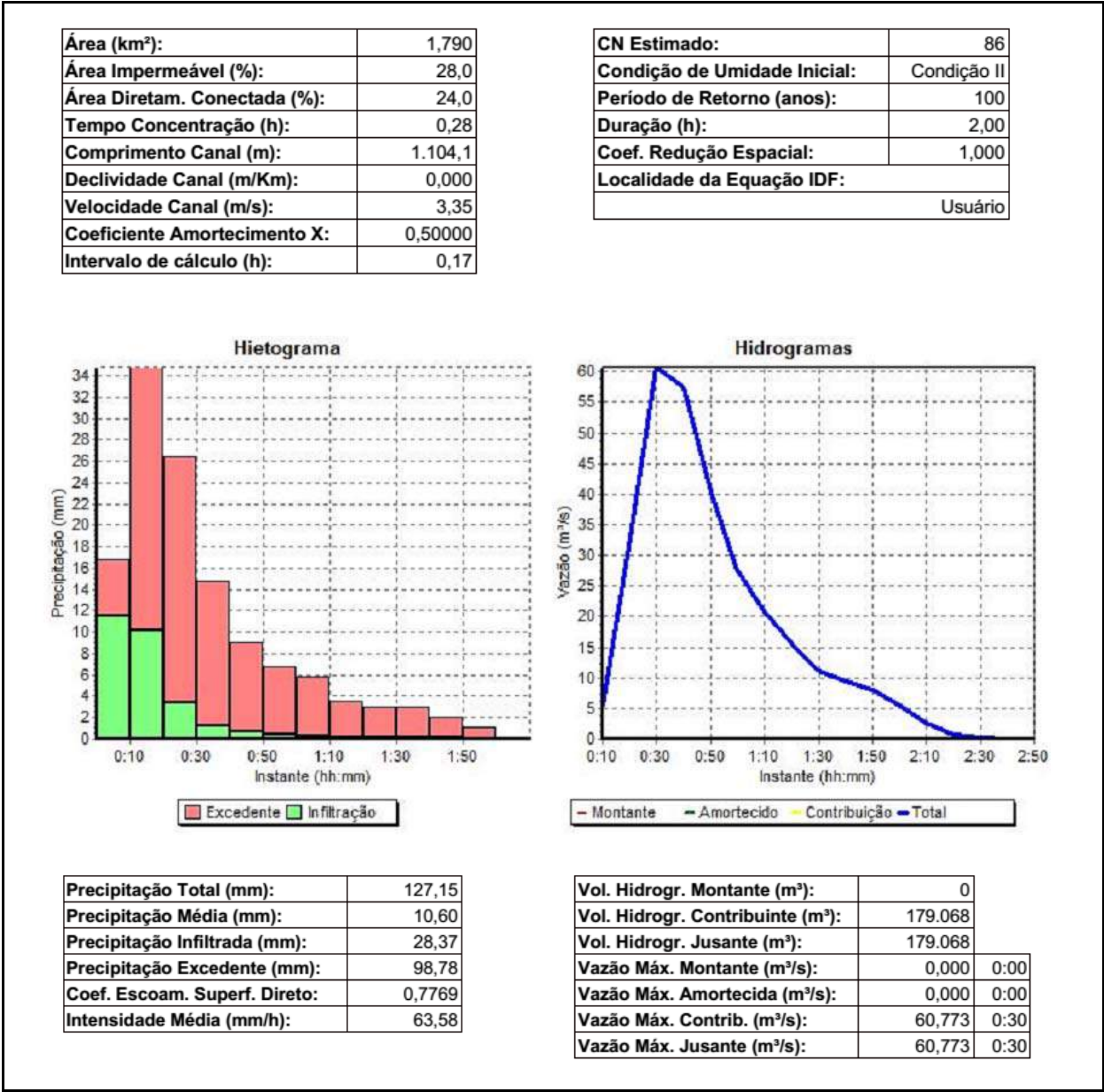


Figura B.6 - Simulação da sub-bacia 03 (Urbanização crítica).

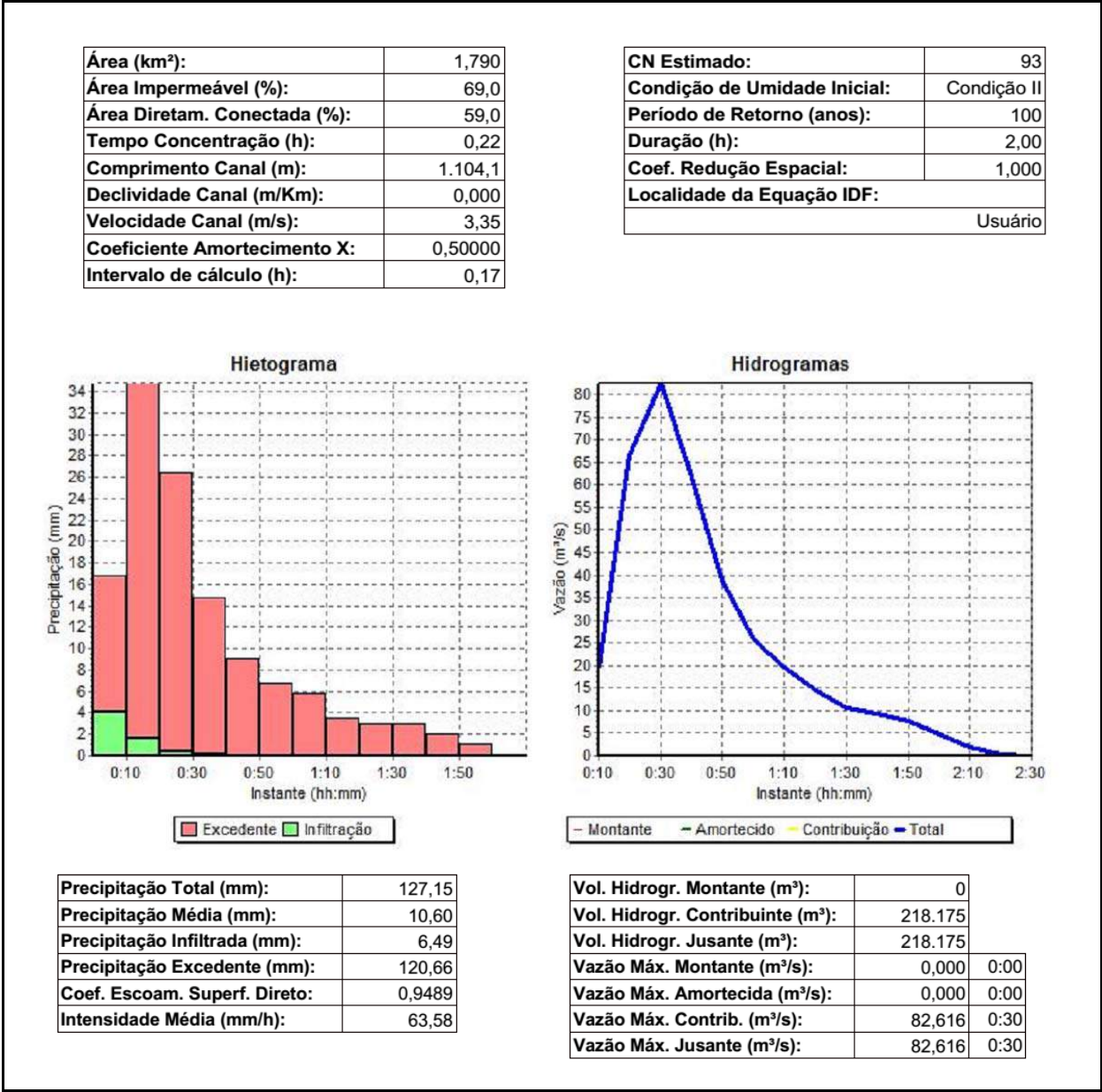




Figura B.7 - Simulação da sub-bacia 04 (Urbanização atual).

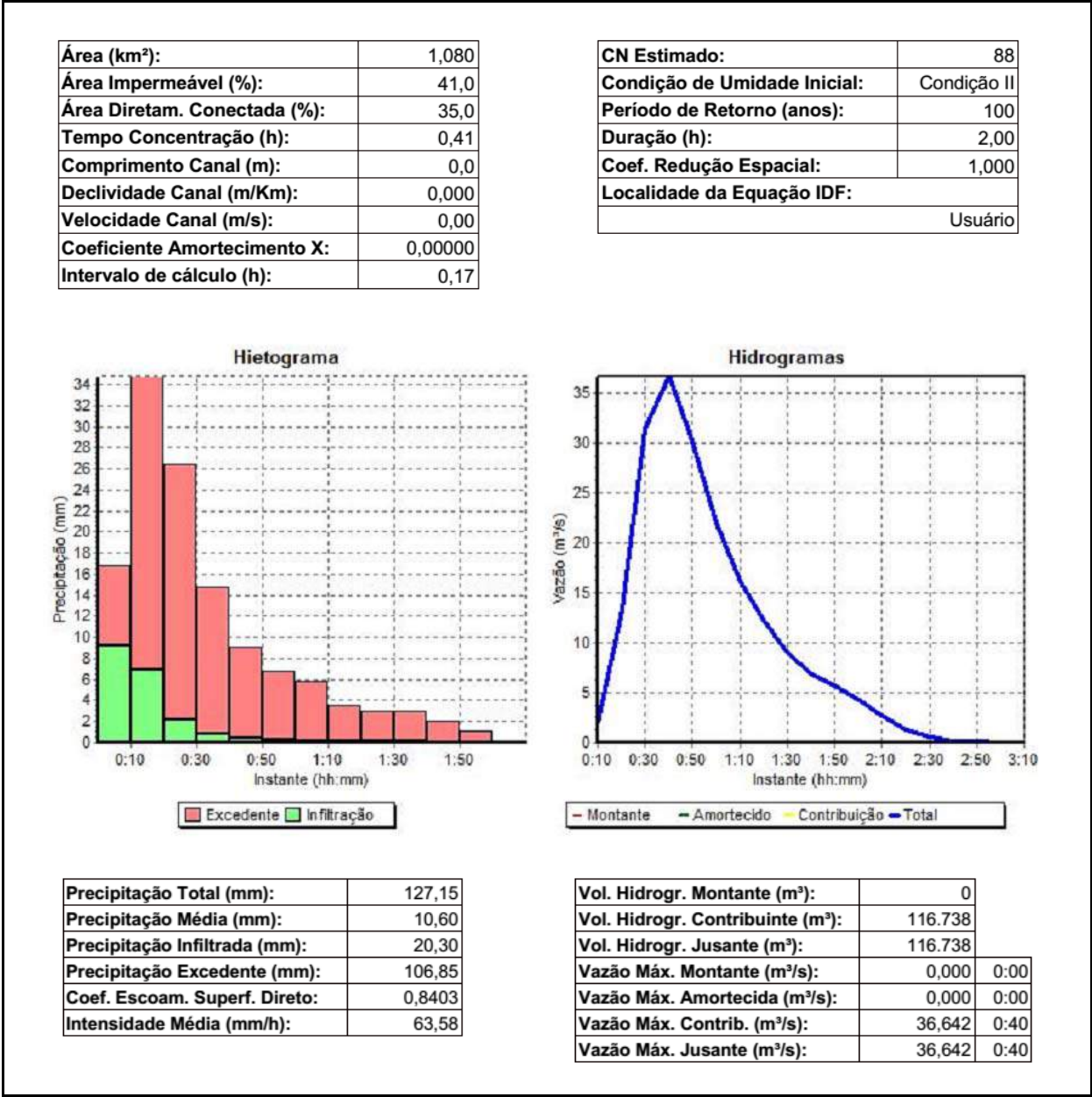


Figura B.8 - Simulação da sub-bacia 04 (Urbanização crítica).

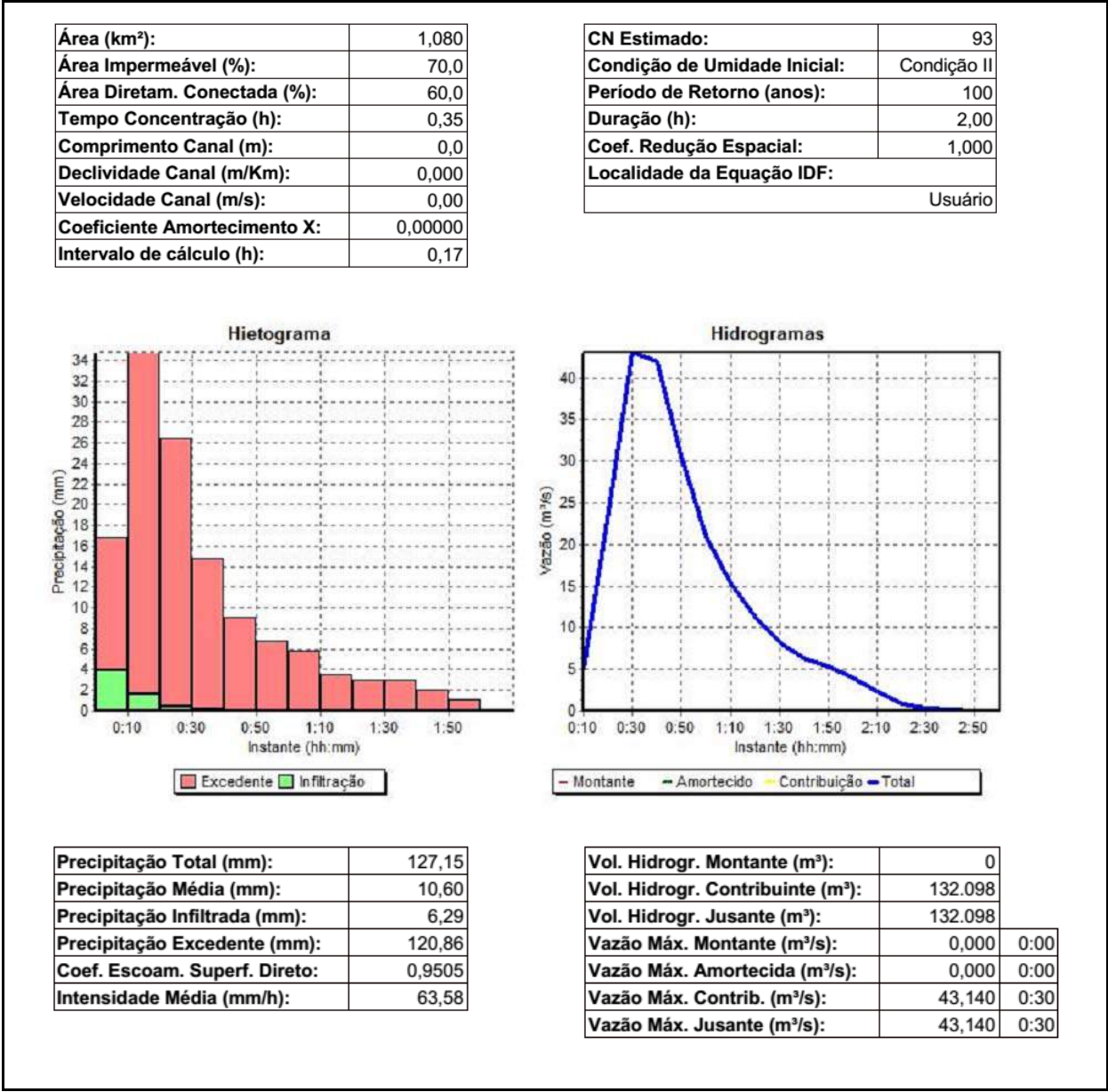


Figura B.9 - Simulação da sub-bacia 05 (Urbanização atual).

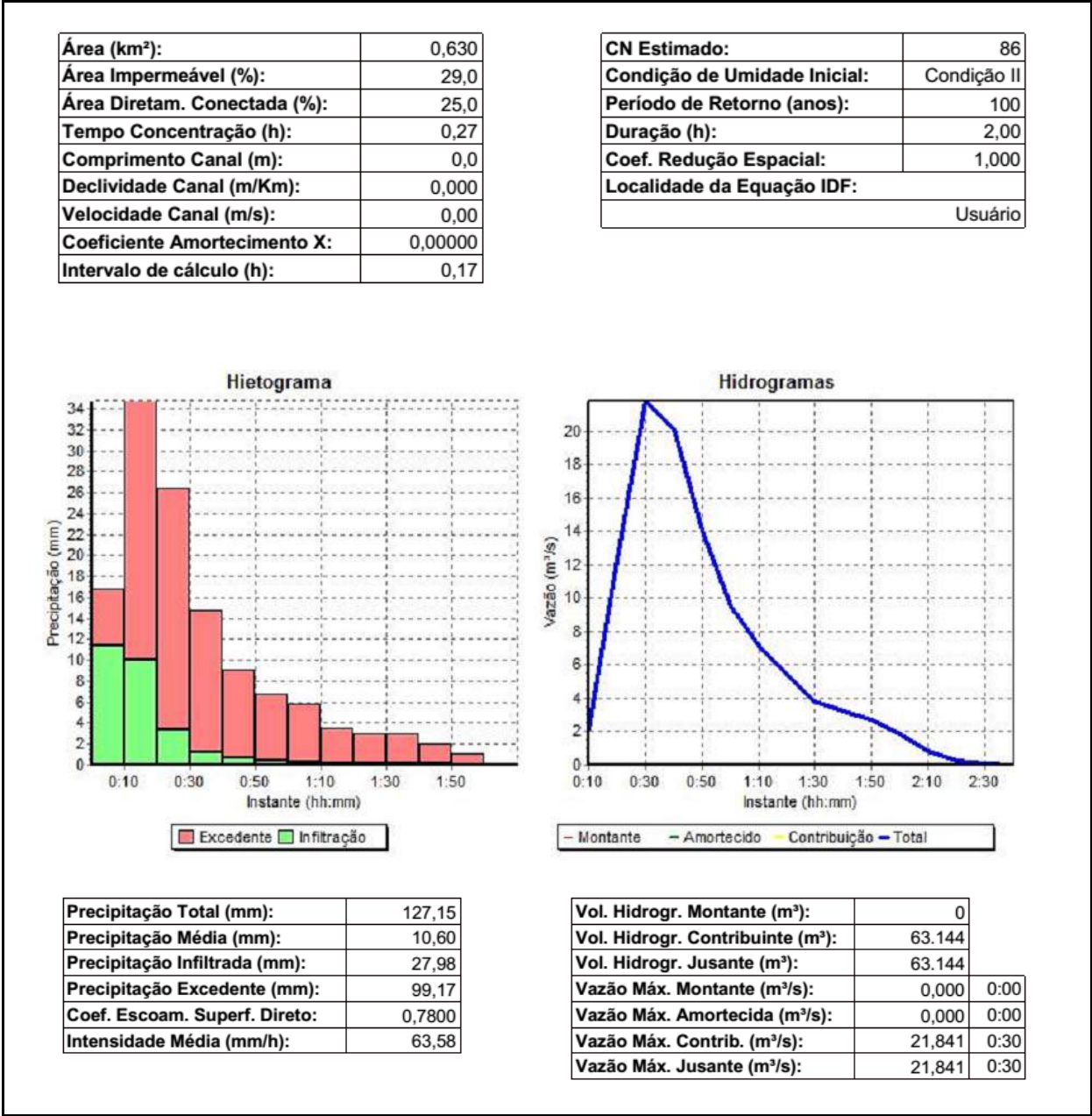


Figura B.10 – Simulação da sub-bacia 05 (Urbanização crítica).

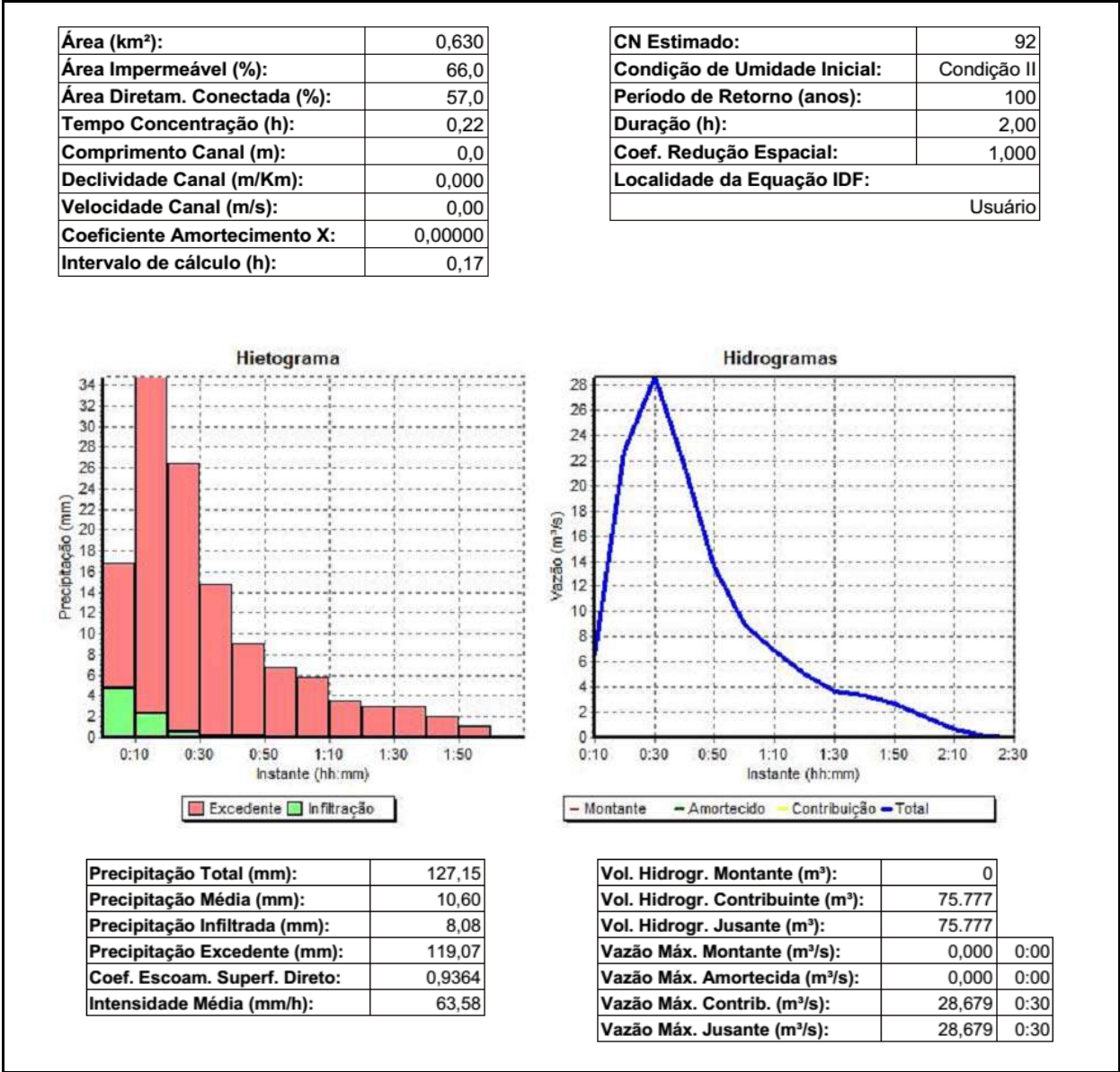




Figura B.11 – Simulação da sub-bacia 06 (Urbanização atual).

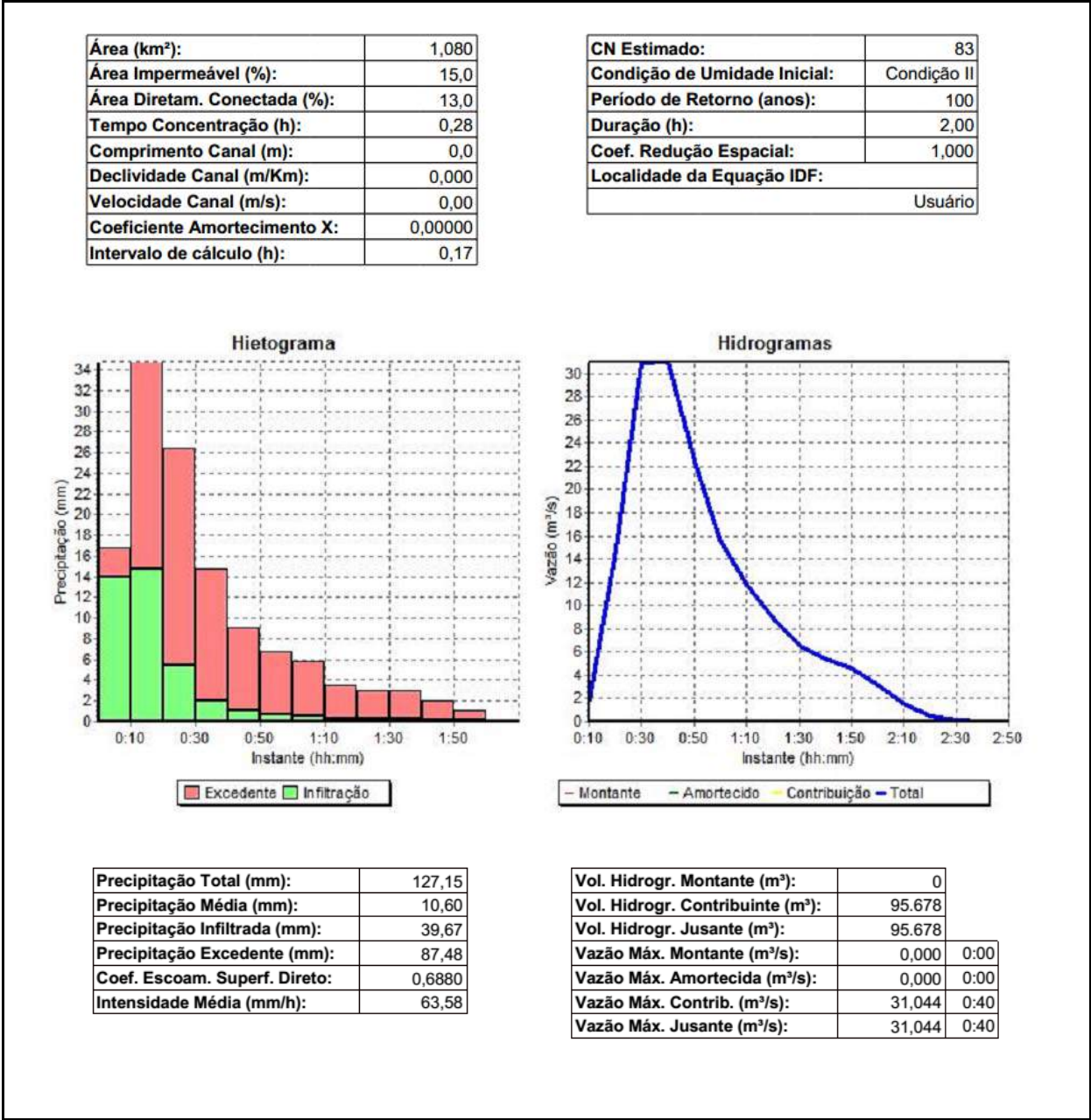


Figura B.12 – Simulação da sub-bacia 06 (Urbanização crítica).

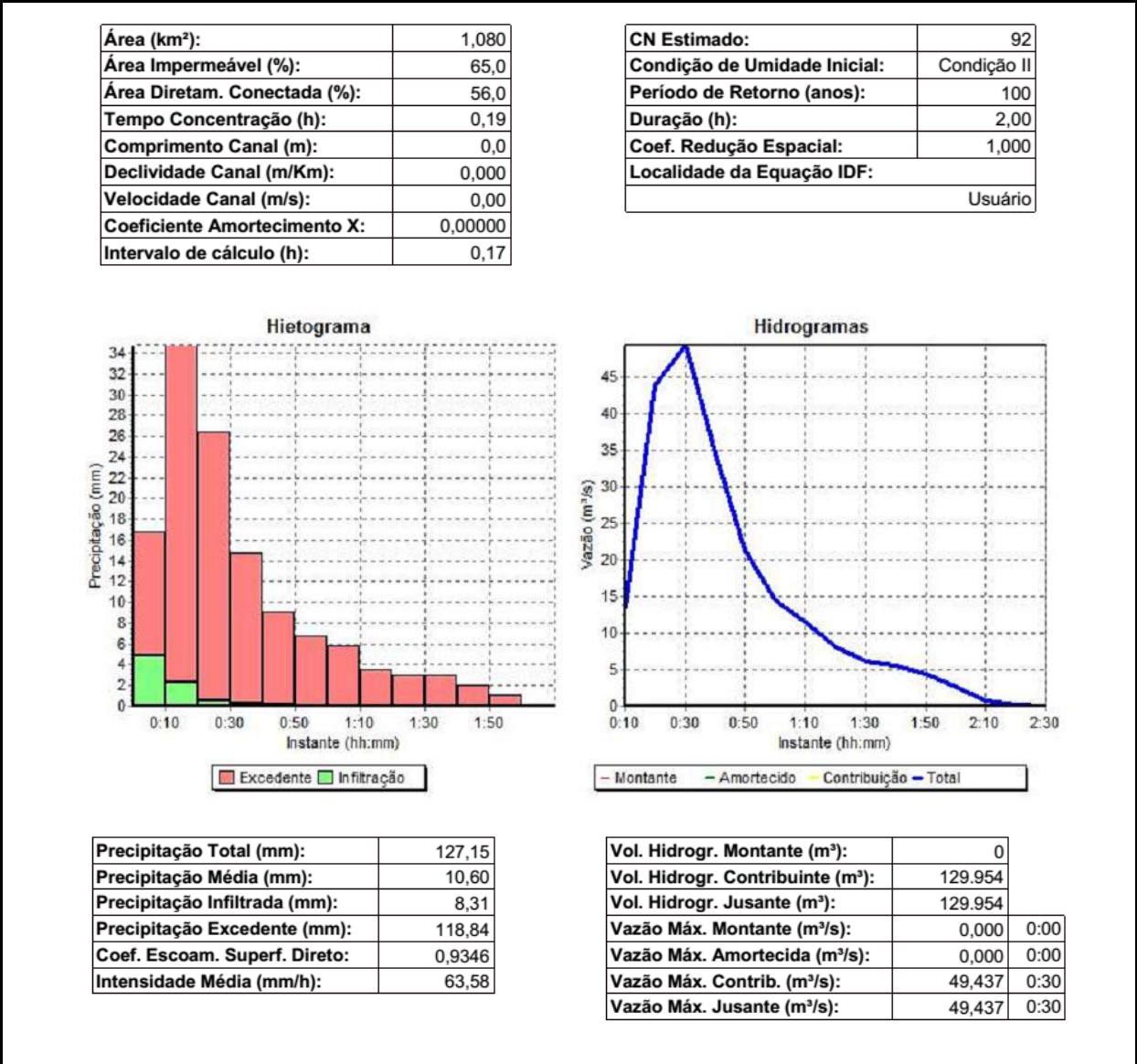


Figura B.13 – Simulação da sub-bacia 07 (Urbanização atual).

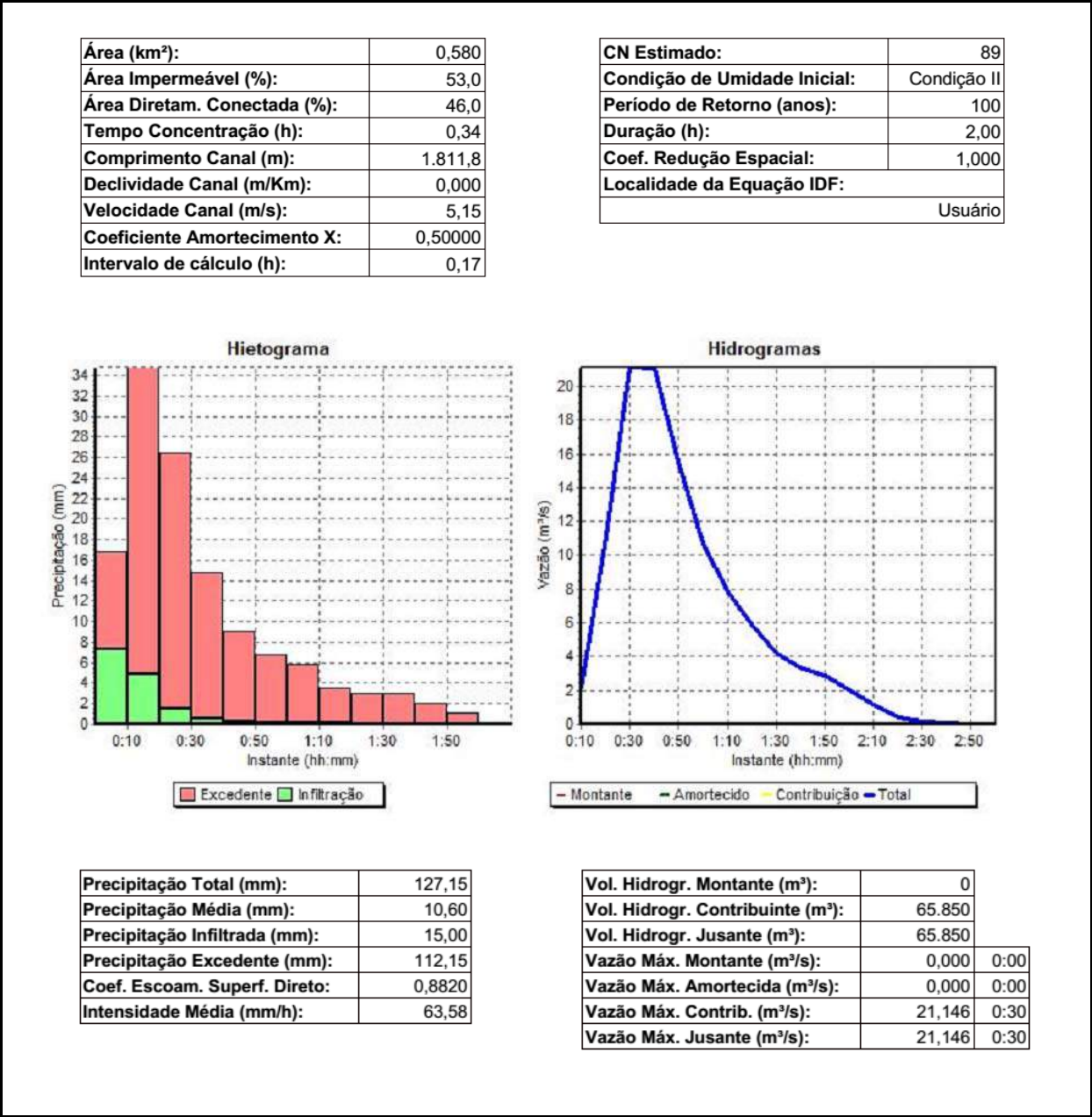


Figura B.14 – Simulação da sub-bacia 07 (Urbanização crítica).

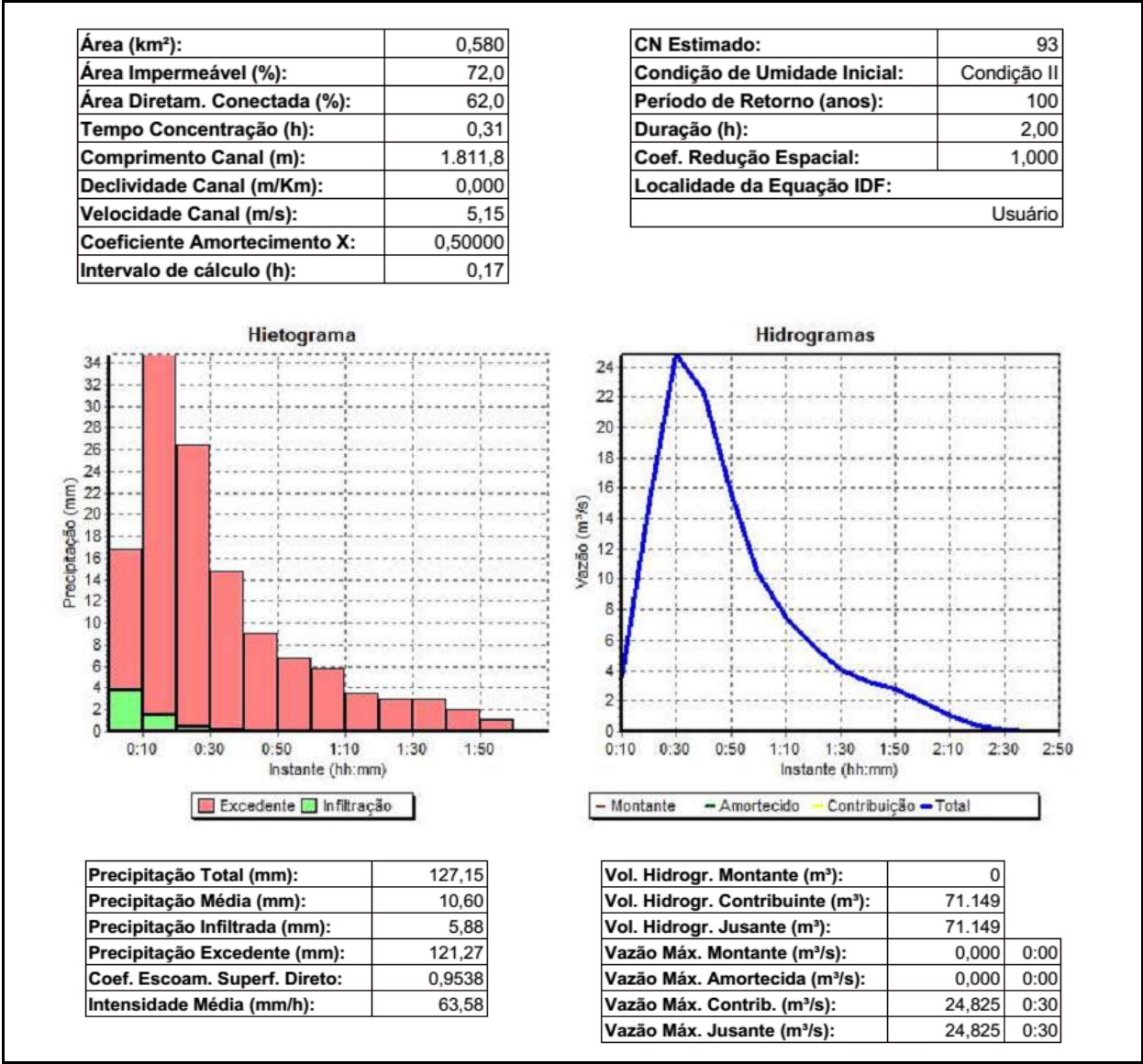




Figura B.15 – Simulação da sub-bacia 08 (Urbanização atual).

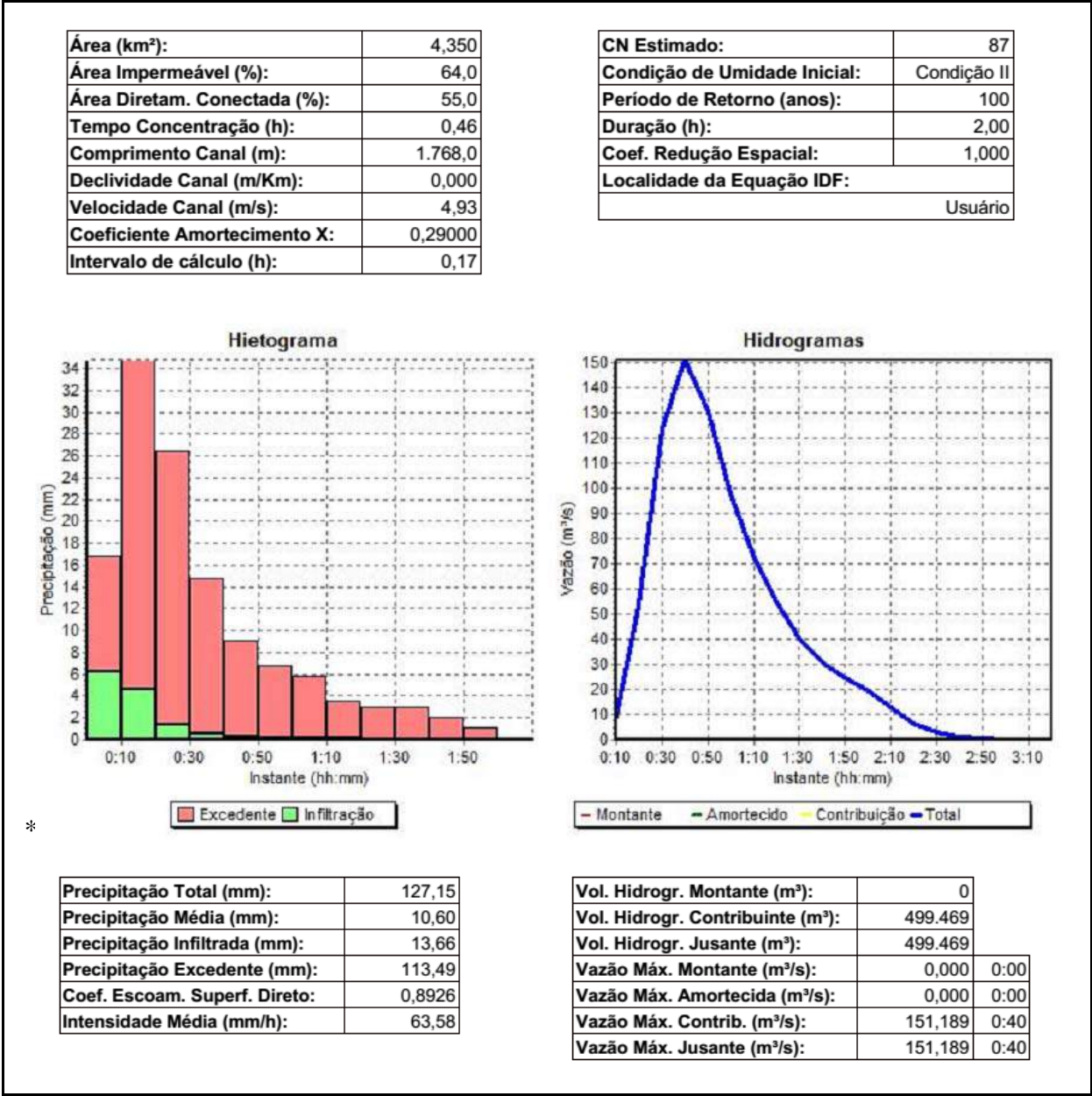
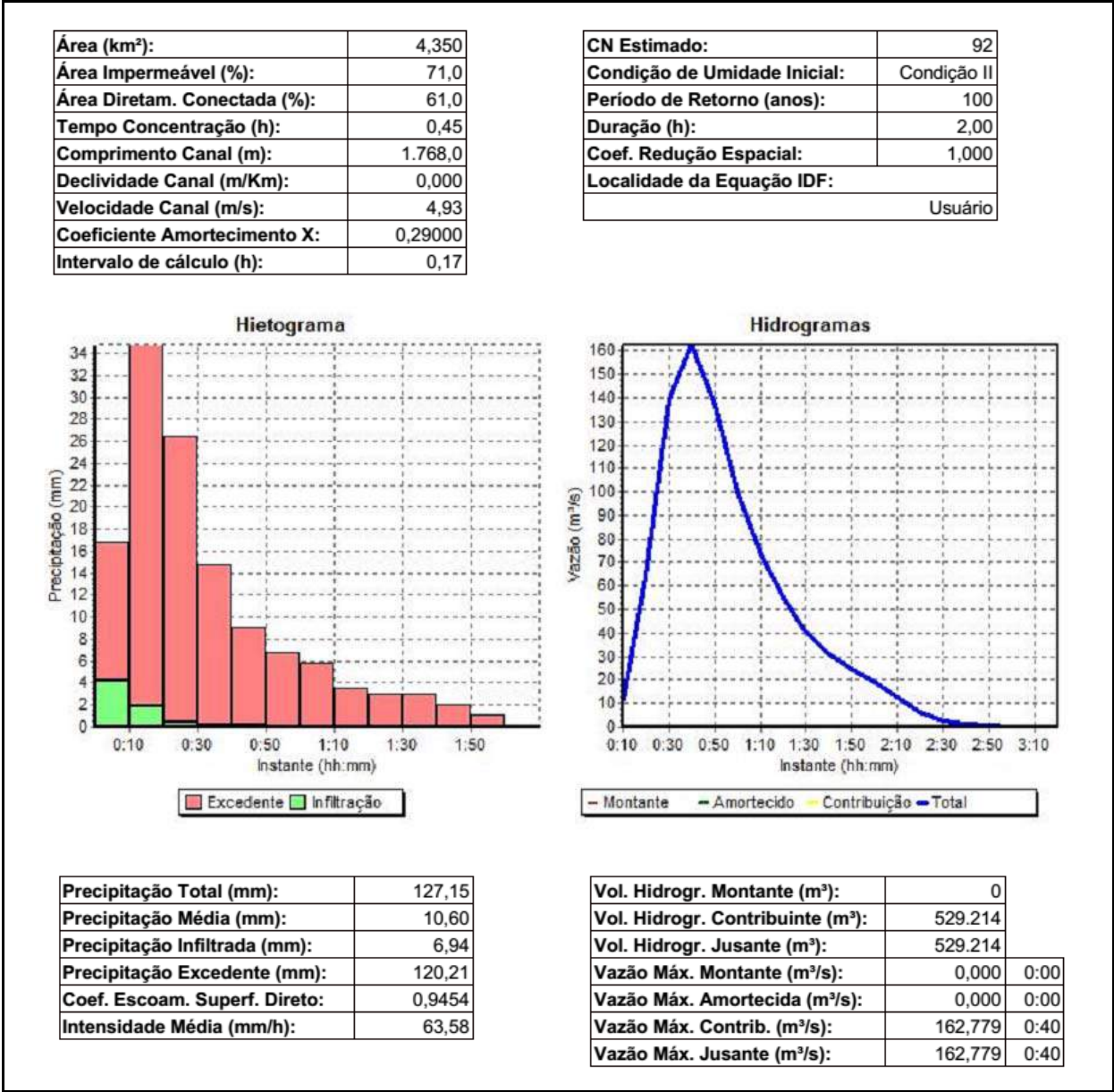


Figura B.16 – Simulação da sub-bacia 08 (Urbanização crítica).



# APÊNDICE C

## RESUMO DAS SIMULAÇÕES DOS RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO PARA OS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO

Figura C.1 – Simulação do reservatório 01 (Urbanização atual).

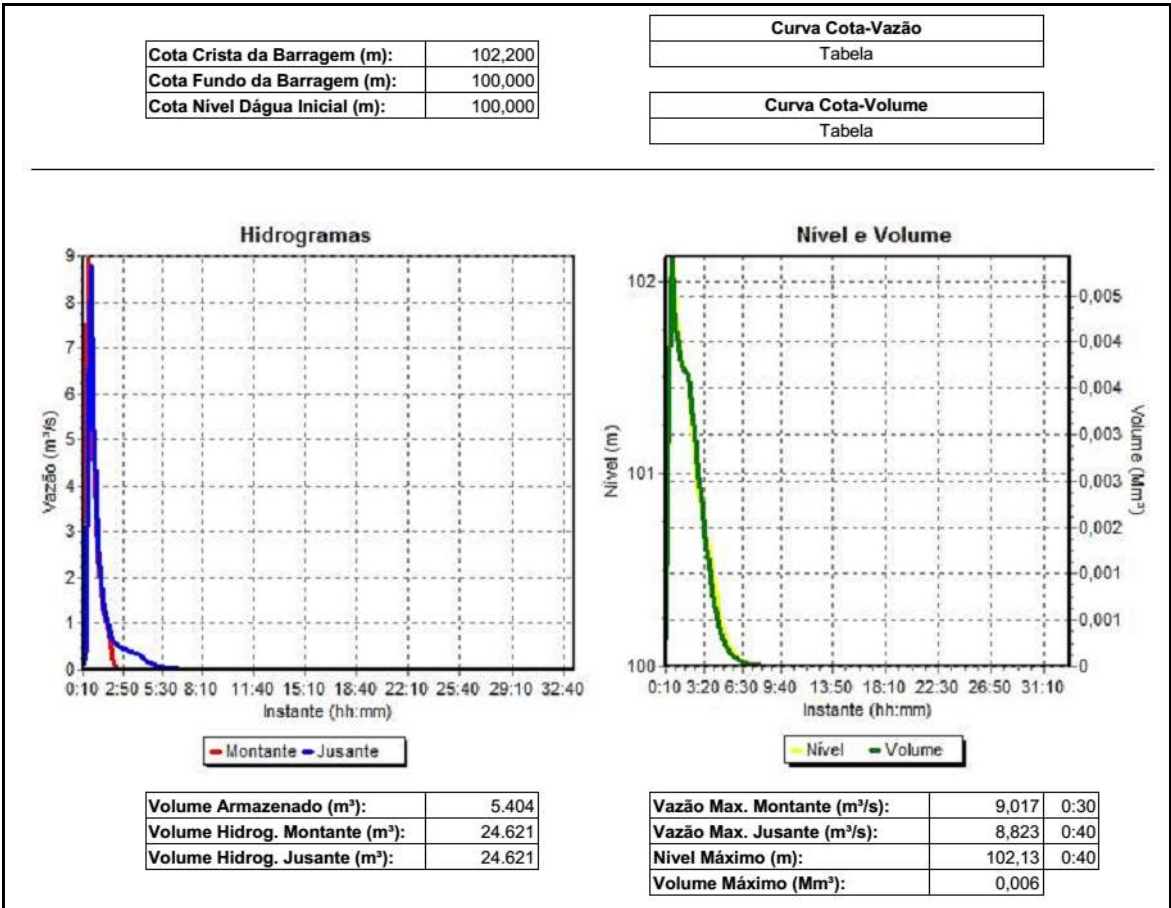


Figura C.2 – Simulação do reservatório 01 (Urbanização crítica).

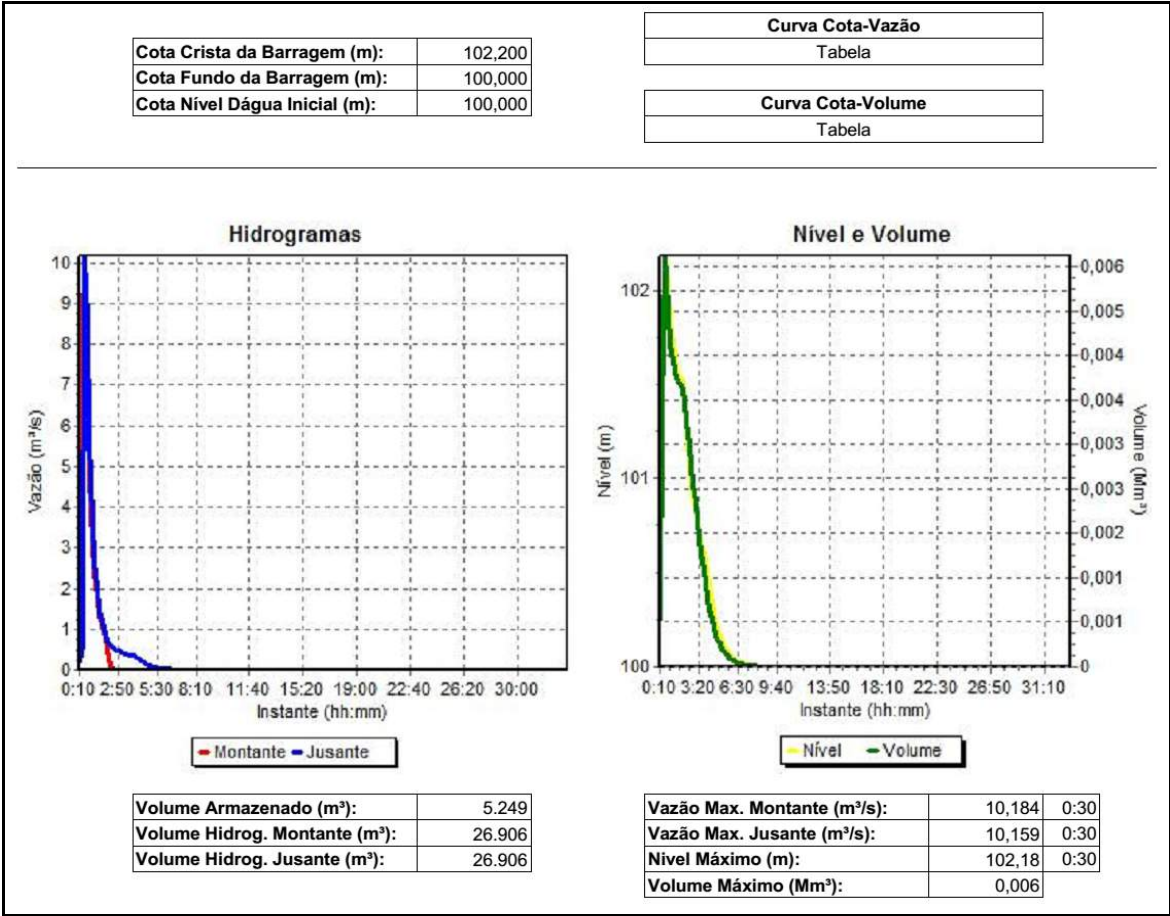




Figura C.3 – Simulação do reservatório 02 (Urbanização atual).

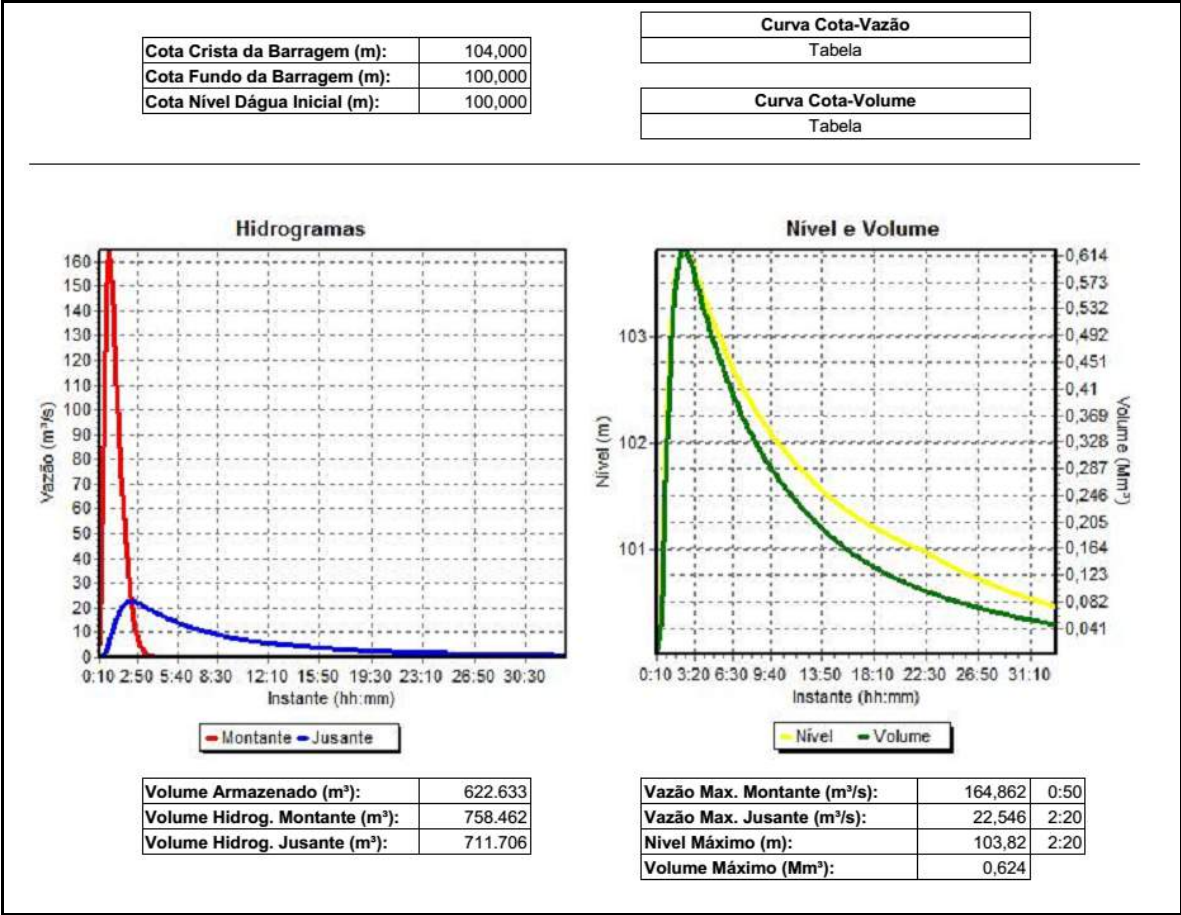


Figura C.4 – Simulação do reservatório 02 (Urbanização crítica).

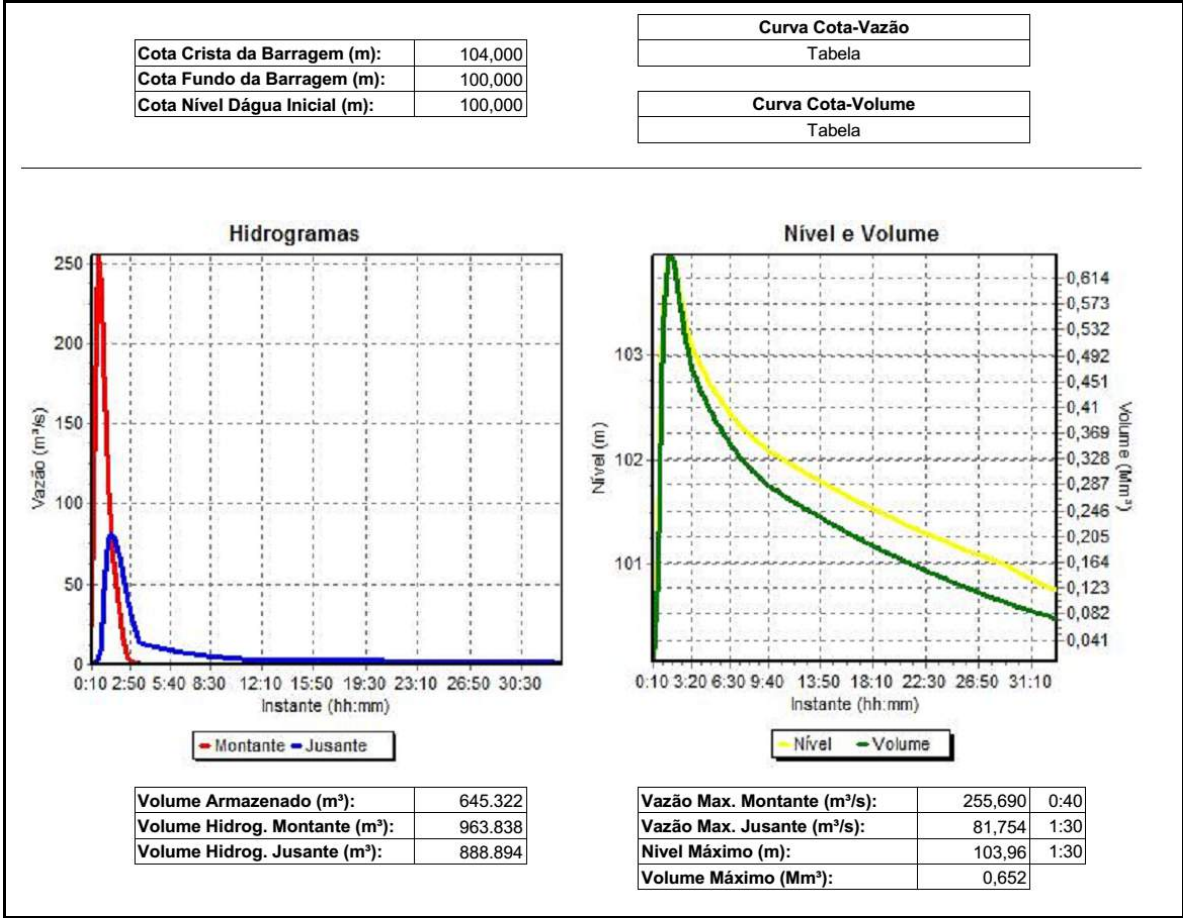


Figura C.5 – Simulação do reservatório 03 (Urbanização atual).

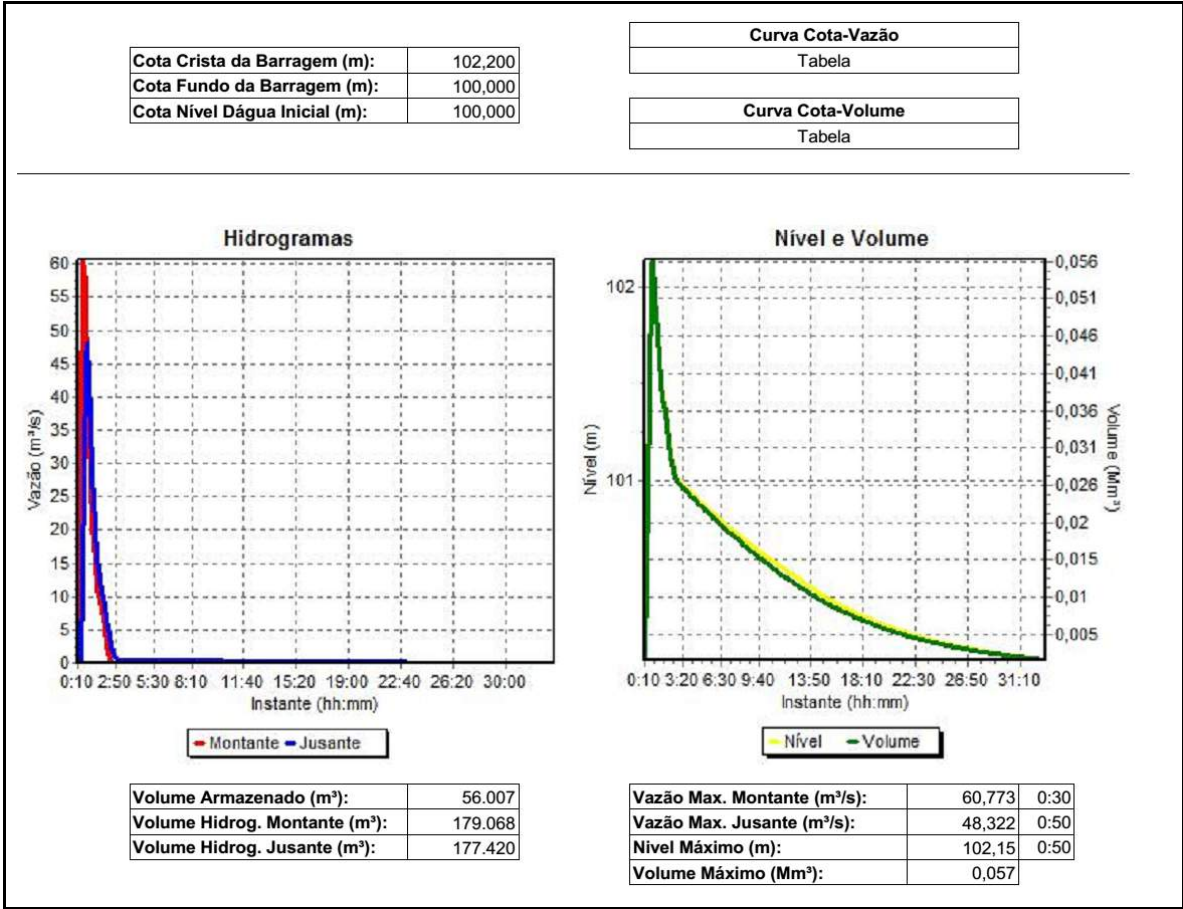


Figura C.6 – Simulação do reservatório 03 (Urbanização crítica).

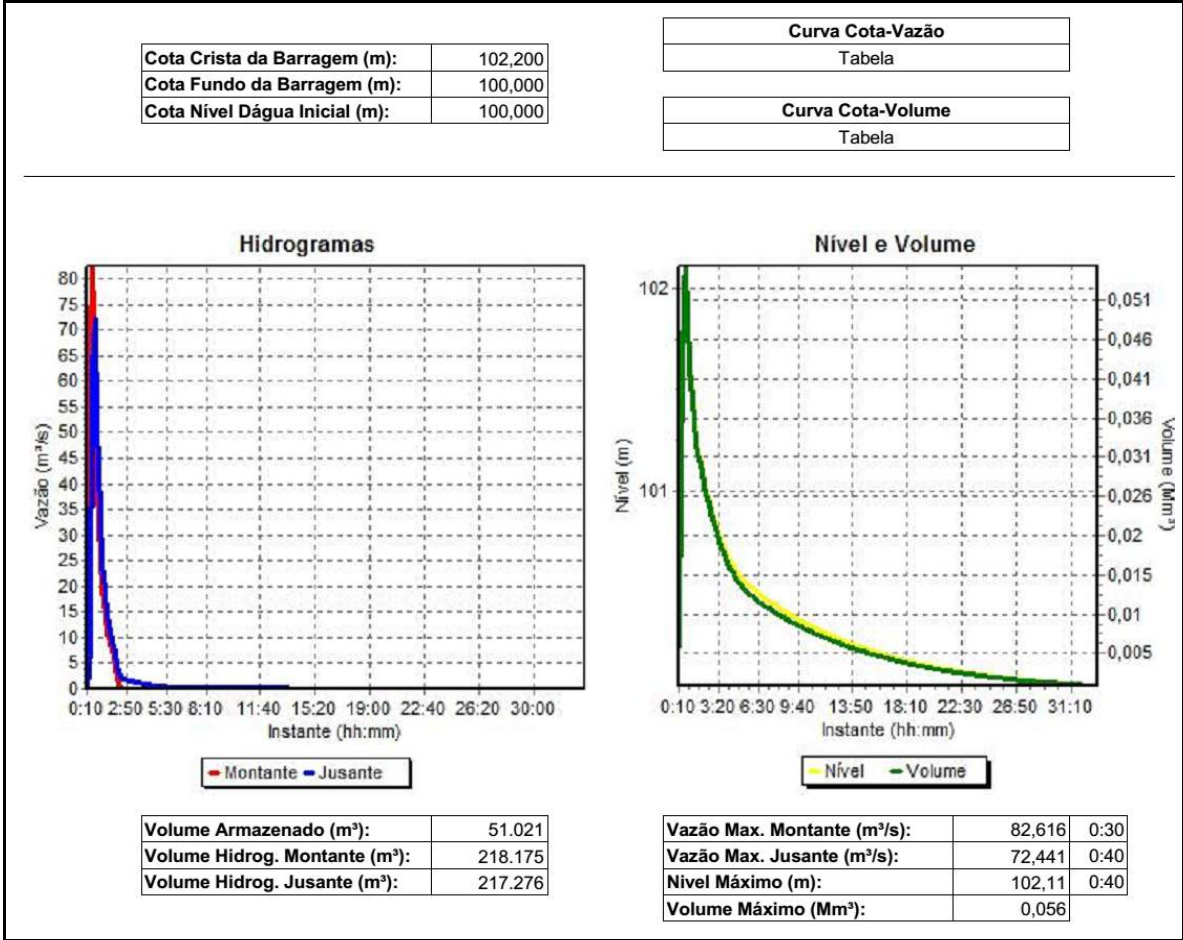


Figura C.7 – Simulação do reservatório 04 (Urbanização atual).

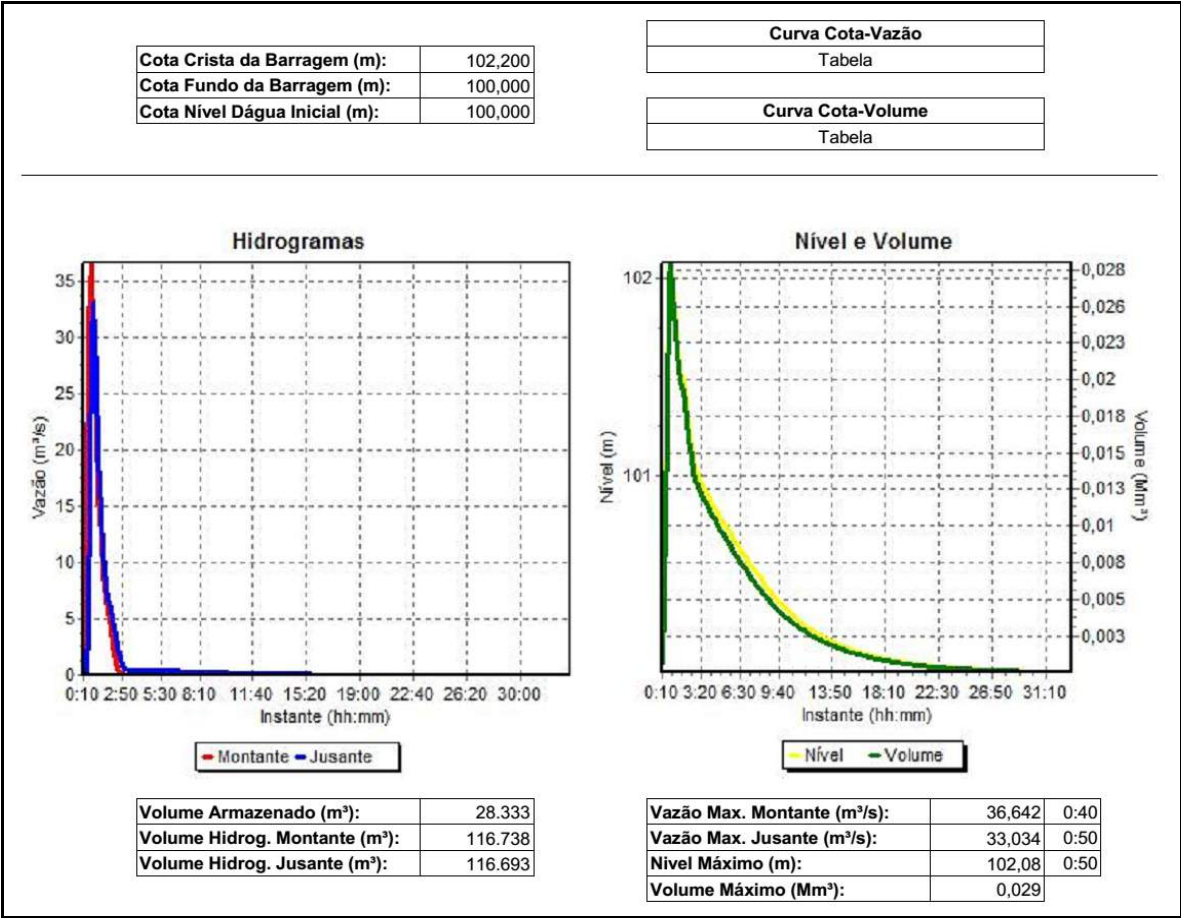




Figura C.8 – Simulação do reservatório 04 (Urbanização crítica).

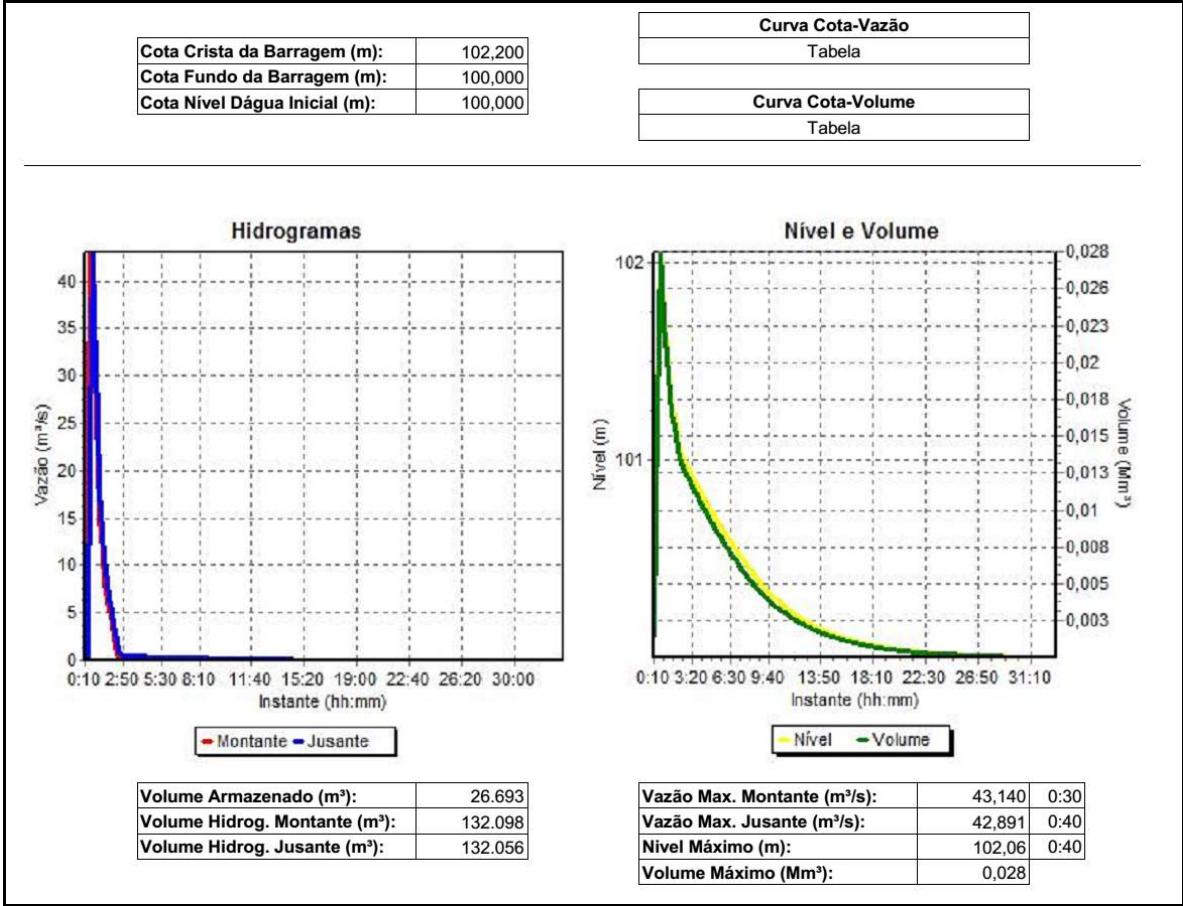


Figura C.9 – Simulação do reservatório 05 (Urbanização atual).

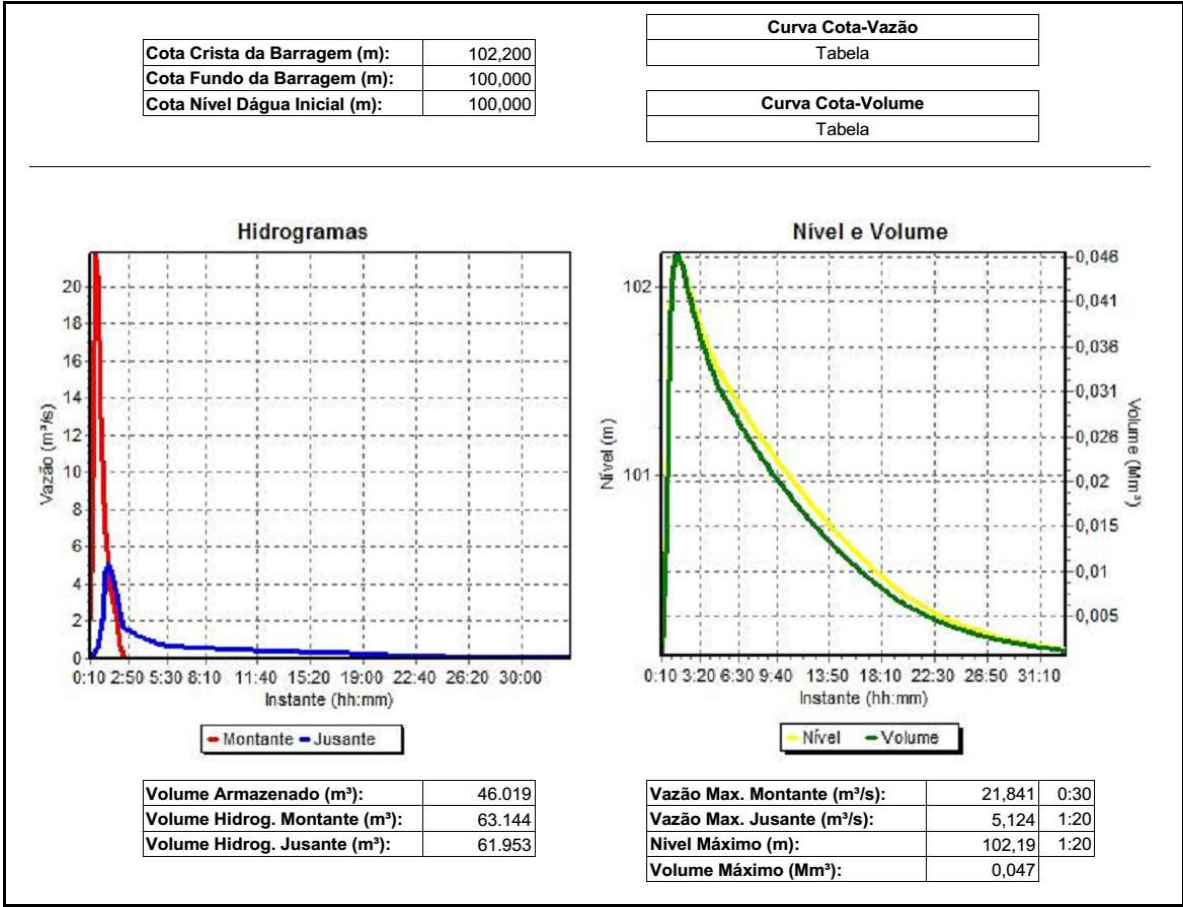
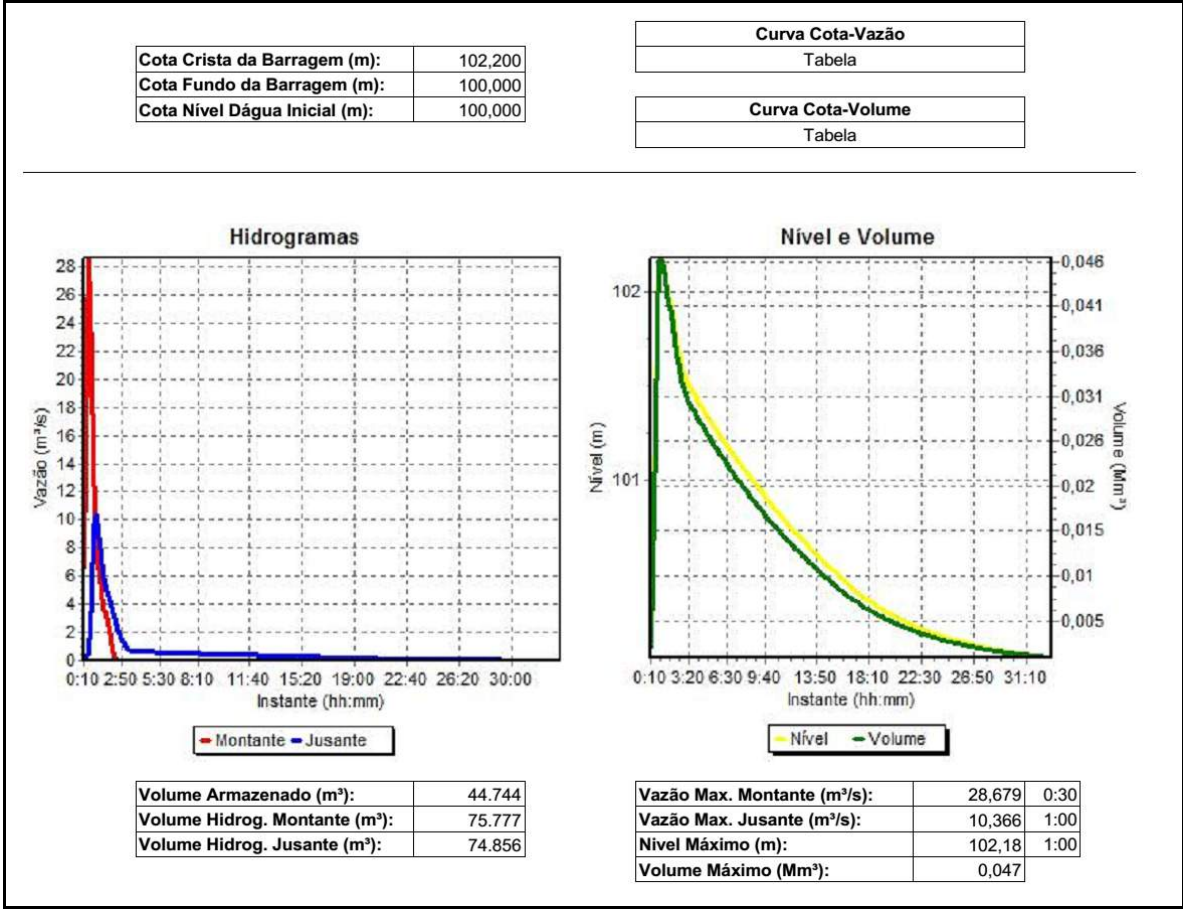


Figura C.10 – Simulação do reservatório 05 (Urbanização crítica).





# APÊNDICE D

## HIDROGRAMAS DAS SIMULAÇÕES DOS CONDUTOS PARA OS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO ATUAL E CRÍTICO

Figura D.1 – Simulação do conduto 01 (Urbanização atual).

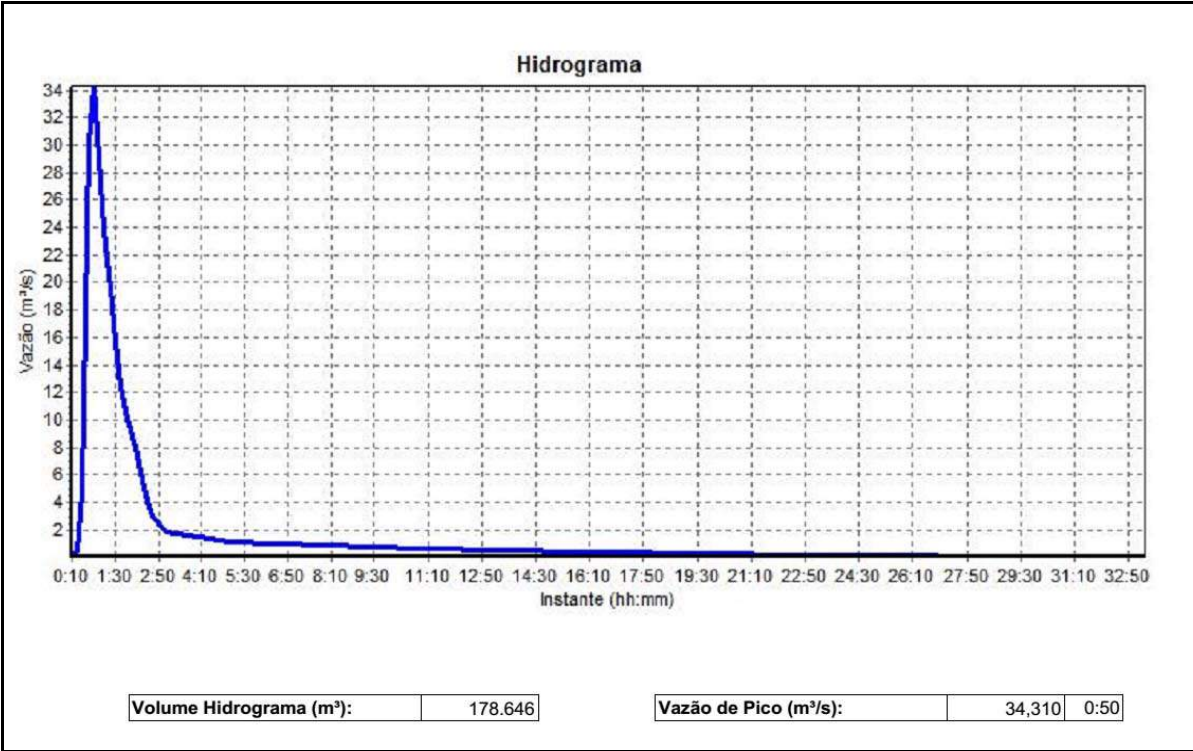


Figura D.2 – Simulação do conduto 01 (Urbanização crítica).

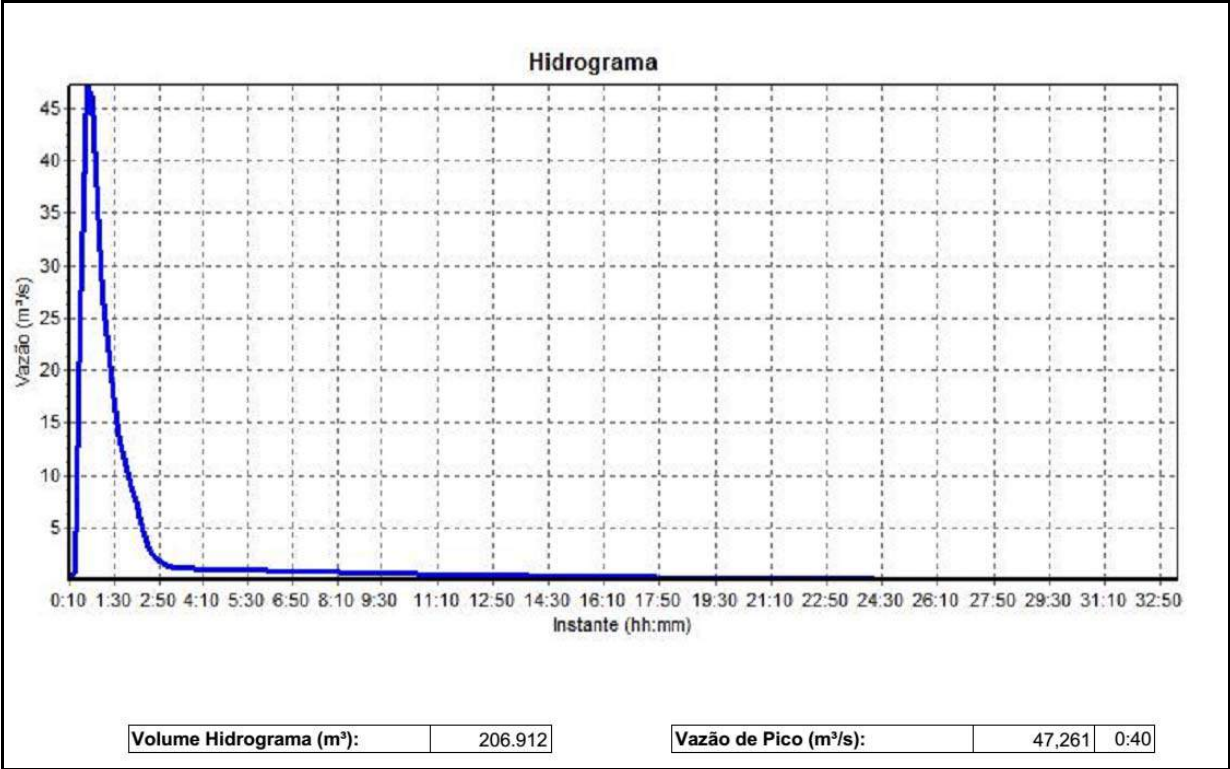


Figura D.3 – Simulação do conduto 02 (Urbanização atual).

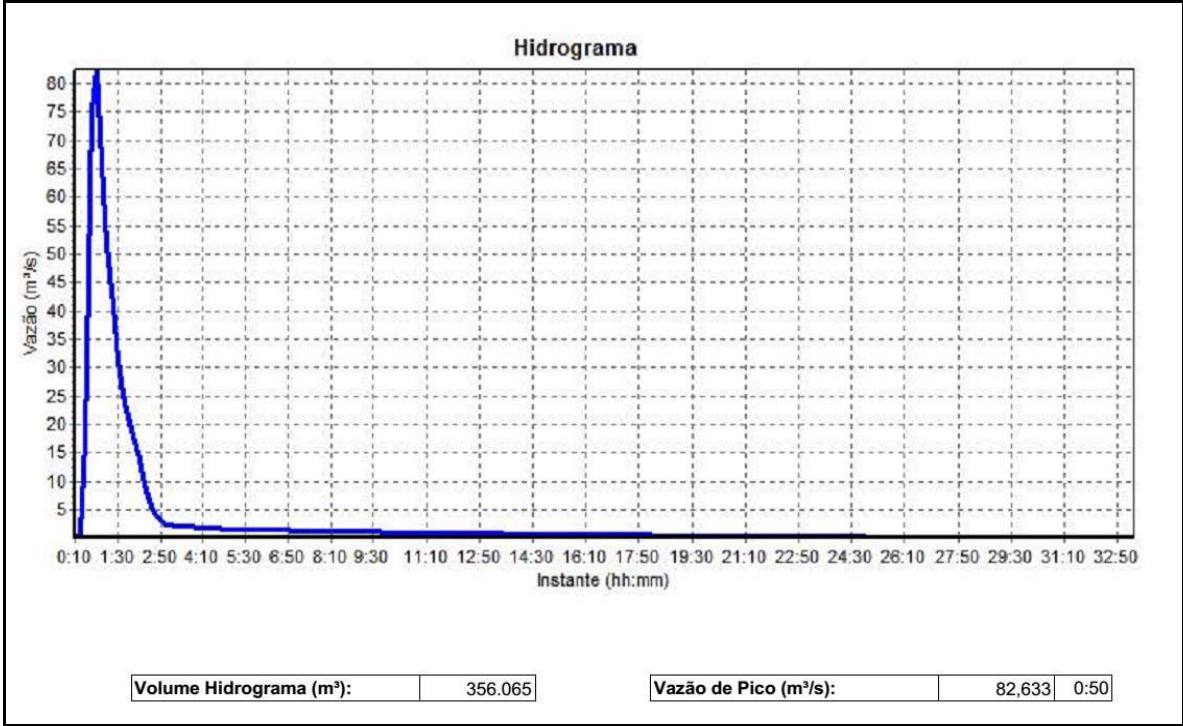


Figura D.4 – Simulação do conduto 02 (Urbanização crítica).

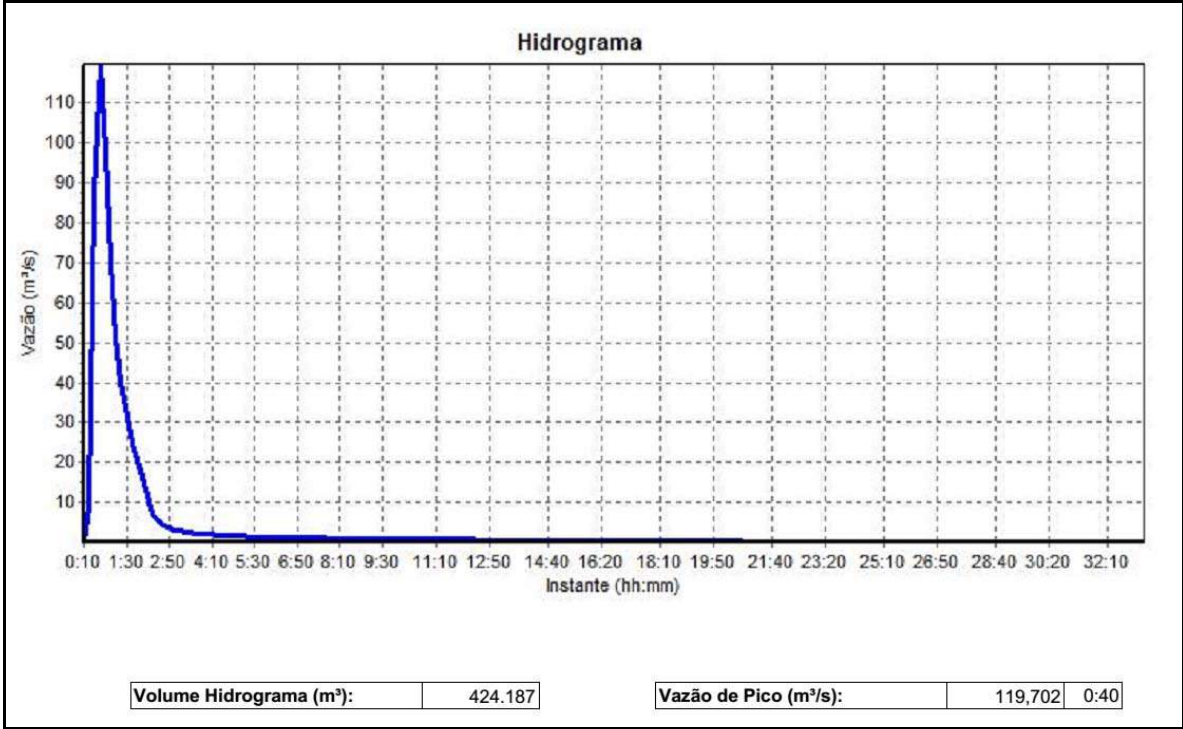


Figura D.5 – Simulação do conduto 03 (Urbanização atual).

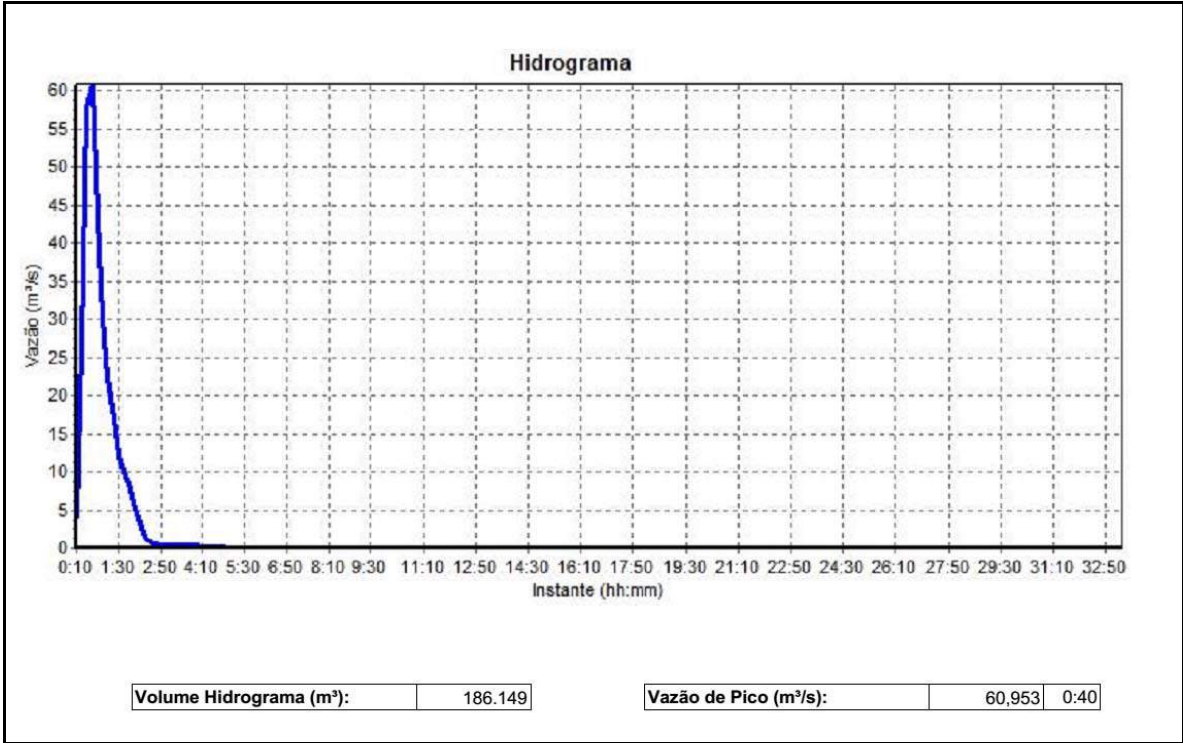


Figura D.6 – Simulação do conduto 03 (Urbanização crítica).

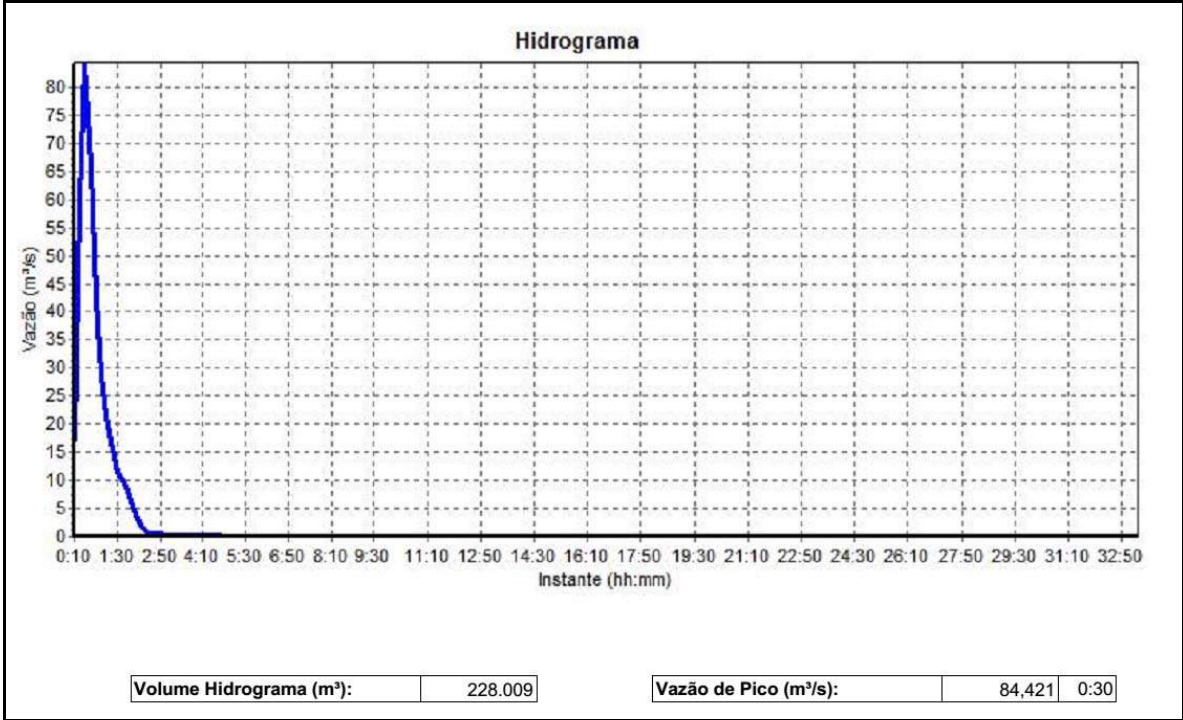


Figura D.7 – Simulação do conduto 04 (Urbanização atual).

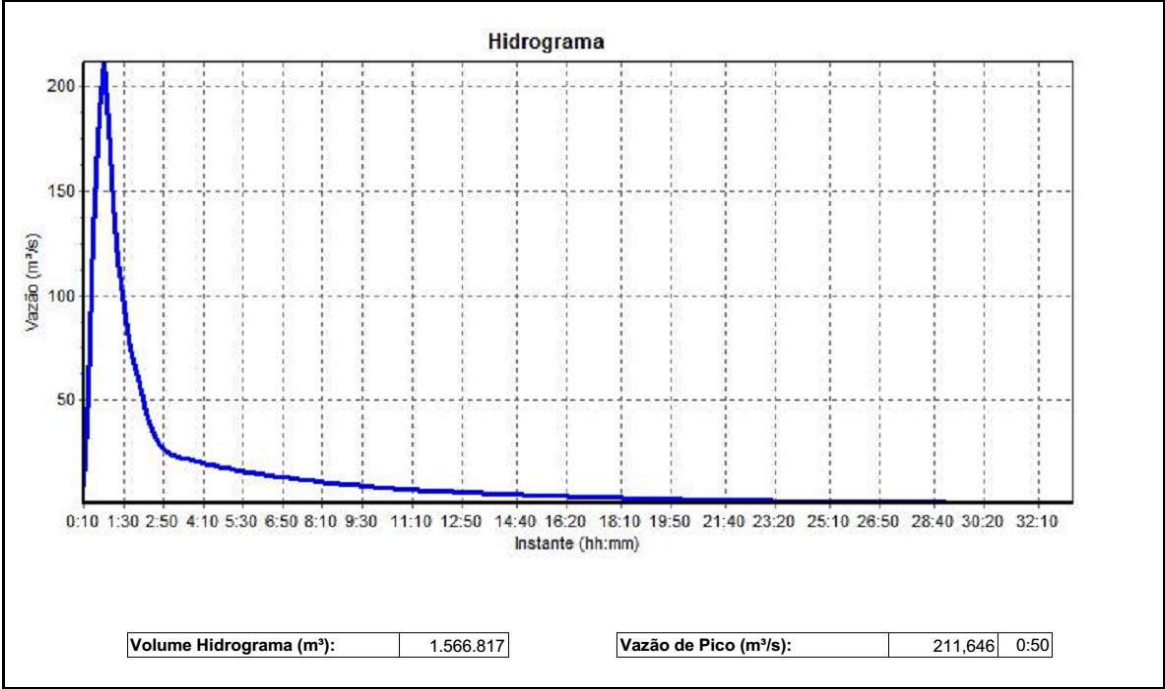




Figura D.8 – Simulação do conduto 04 (Urbanização crítica).

