



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento

**ESTUDO DE MEDIDAS DESCENTRALIZADAS PARA O CONTROLE DO
ESCOAMENTO URBANO: APLICAÇÃO À BACIA HIDROGRÁFICA DO
RIACHO DO SAPO - MACEIÓ/AL**

Dissertação de Mestrado

Altair Maciel de Barros

Maceió
2015

Universidade Federal de Alagoas - UFAL
Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento

**ESTUDO DE MEDIDAS DESCENTRALIZADAS PARA O CONTROLE DO
ESCOAMENTO URBANO: APLICAÇÃO À BACIA HIDROGRÁFICA DO
RIACHO DO SAPO - MACEIÓ/AL**

ALTAIR MACIEL DE BARROS

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da Universidade Federal de Alagoas, como requisito para obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento.

Orientador: Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves

Maceió
2015

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico
Bibliotecária Responsável: Maria Helena Mendes Lessa

B277e

Barros, Altair Maciel de.

Estudo de medidas descentralizadas para o controle do escoamento urbano: aplicação à bacia hidrográfica do riacho do Sapo- Maceió / Altair Maciel de Barros – 2015.

120 f. : il.

Orientador: Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves.

Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. Maceió, 2015.

Bibliografia: f. 116-120.

1. Drenagem urbana. 2. Controle de escoamento. 3. Bacia do Riacho do Sapo.
I. Título.

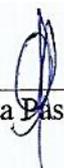
CDU: 556.16

ALTAIR MACIEL DE BARROS

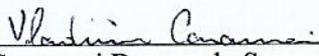
**ESTUDO DE MEDIDAS DESCENTRALIZADAS PARA O CONTROLE DO
ESCOAMENTO URBANO: APLICAÇÃO À BACIA HIDROGRÁFICA DO
RIACHO DO SAPO - MACEIÓ/AL**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da Universidade Federal de Alagoas, como requisito para obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento.

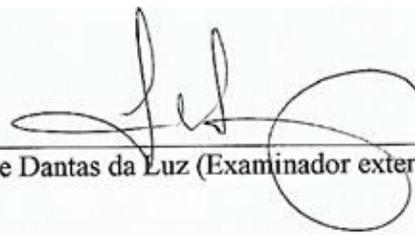
Banca Examinadora:



Prof. Dr. Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves (Orientador)



Prof. Dr. Vladimir Caramori Borges de Souza (Examinador interno)



Prof. PhD Lafayette Dantas da Luz (Examinador externo - UFBA)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Jeová Deus pelo dom da vida, capacitação e fonte de força para realização deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, por toda dedicação e empenho em minha educação. Em especial à minha mãe, meu princípio, Tereza Vanuza Maciel, pelo amor, incentivo aos estudos e por cada suor derramado na batalha diária e constante da criação. Mãe, muito obrigado. Ao meu pai, minha base e razão, pelos conselhos e ponderações. E ao meu irmão, melhor amigo e companheiro de longa caminhada.

À minha namorada, Lidiane Medeiros Melo, pelo amor, apoio incondicional, paciência, compreensão e fé durante toda jornada, principalmente durante os momentos estressantes, nervosos e mal-humorados. Pelas palavras de incentivo nos momentos oportunos. E por acreditar em mim mesmo nos momentos mais difíceis, sempre me ensinando a superá-los.

Agradeço ao professor Marllus Gustavo F. P. das Neves pela orientação e conhecimento transmitido, responsável por grande parcela de minha formação acadêmica. Além de toda disponibilidade e paciência para instruir. Agradeço também a todos os professores do PPGRHS por todos os ensinamentos transmitidos.

Agradeço também ao Eng^o Gustavo Peplau por todo aprendizado adquirido durante as conversas, atividades de campo e grupos de estudo, fonte de grande valia para este trabalho. Aos meus amigos e companheiros do mestrado e da graduação, que proporcionaram momentos ímpares e, por vezes, lendários.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, pelo apoio financeiro proporcionado durante o desenvolvimento deste trabalho. Assim como à sociedade Brasileira, por manter o ensino superior no país que possibilitou toda a minha formação acadêmica. Espero ser capaz de retribuir-lhes durante o exercício da profissão.

Por fim, agradeço a todos que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

RESUMO

O processo de expansão dos centros urbanos, aliado a um planejamento que pouco considera os processos naturais, tem provocado alterações significativas no regime hidrológico local. Diante disto, algumas medidas de controle do escoamento superficial gerado em áreas urbanas foram desenvolvidas visando à compensação dos impactos ocasionados. Entretanto, estas novas medidas de controle vêm encontrando dificuldades de aplicação no Brasil devido a sua dinâmica integrada e ao desafio de implantação em regiões que já se apresentam urbanizadas. Frente a esta problemática, a implantação de medidas para o controle do escoamento urbano no atual cenário de uma bacia hidrográfica urbana brasileira suscita questionamentos acerca de sua aplicabilidade, sendo oportuno o estudo da integração de diferentes técnicas compensatórias implantadas em diferentes escalas em uma bacia hidrográfica. Neste sentido, o estudo proposto visa contribuir para o entendimento da aplicabilidade de diferentes medidas de controle do escoamento superficial urbano implantadas em diferentes escalas em uma bacia hidrográfica urbana do município de Maceió-AL, a bacia do riacho do Sapo. Para as discussões deste estudo, foi empregada modelagem hidrológico-hidráulica através do programa SWMM para simular três diferentes cenários de intervenção: (I) a implantação de reservatórios de retenção na escala de sub-bacia; (II) a implantação de microrreservatórios de retenção em lotes residenciais; e (III) a implantação de microrreservatórios de retenção em lotes que apresentaram alta impermeabilização do solo.

Palavras-chave: Drenagem urbana. Controle do escoamento. Bacia do riacho do Sapo.

ABSTRACT

The urban centers expansion process combined with a plan that took little account of natural processes have caused significant changes in the local hydrological regime. Given this, some runoff control measures generated in urban areas have been developed in order to offset the impacts caused. However, these new control measures are finding difficulty of application in Brazil due to its integrated dynamic and deployment challenge in regions that already have urbanized. Faced with this problem, the implementation of urban runoff control measures in the current scenario of a Brazilian urban watershed raises questions about its applicability, being timely the study of the integration of different compensatory techniques implemented at different scales in a watershed. In this sense, the proposed study aims to contribute to the understanding of the applicability of different urban runoff control measures deployed at different scales in an urban watershed in the city of Maceió-AL, the Sapo's creek basin. For discussions of this study, it was used a hydrologic-hydraulic modeling through SWMM software to simulate three different intervention scenarios: (I) the implementation of detention reservoirs in the scale of sub-basin; (II) the implementation of detention microreservoirs in residential lots; and (III) the implementation of detention microreservoirs in lots with high soil sealing.

Key words: Urban drainage. Flow control. Sapo's creek basin.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Reservatórios de detenção implantados em diferentes escalas: 1 – lote; 2 – na microdrenagem; e 3 – na macrodrenagem. (Fonte: Rezende, 2010)	8
Figura 2 – Esquema de divisão de uma sub-bacia em sub-áreas e do encaminhamento de suas águas separadamente empregado pelo SWMM: A1-impermeável com armazenamento; A2-permeável com armazenamento e A3-impermeável sem armazenamento (Fonte: Huber & Dickinson, 1992).....	11
Figura 3 – Modelo conceitual do escoamento superficial no SWMM: o reservatório não linear (Fonte: Rossman, 2010).....	12
Figura 4 –Diagrama das etapas componentes do trabalho	14
Figura 5 – Localização geográfica da bacia hidrográfica do riacho do Sapo.....	16
Figura 6 – Discretização da bacia do riacho do Sapo em 18 sub-bacias	17
Figura 7 – Mapa da classificação pedológica proposta pela EMBRAPA (2005)	20
Figura 8 – Tipo de revestimento característico encontrado ao longo do riacho do Sapo	28
Figura 9 – Localização dos equipamentos de monitoramento na bacia do riacho do Sapo .	29
Figura 10 – Eventos hidrológicos representativos monitorados na bacia do riacho do Sapo	30
Figura 11 – Localização dos terrenos potenciais para implantação dos reservatórios de detenção na bacia do riacho do Sapo	33
Figura 12 – Representação da região da bacia onde está localizado o terreno 1 na situação atual e esquema proposto para a implantação do reservatório de detenção 1	34
Figura 13 – Esquema do sistema de drenagem proposto para a implantação do reservatório de detenção no terreno 2.....	35
Figura 14 – Esquema do sistema de drenagem proposto para a implantação do reservatório de detenção no terreno 3.....	36
Figura 15 – Diagrama unifilar da bacia do riacho do Sapo no cenário I.	39
Figura 16 – Curva envelope obtida para o reservatório de detenção 1	40
Figura 17 – Curva envelope obtida para o reservatório de detenção 2.....	40
Figura 18 – Curva envelope obtida para o reservatório de detenção 3	40
Figura 19 – Amostra obtida para a estimativa das dimensões do lote padrão da sub-bacia 2	44

Figura 20 – Exemplos de reservatórios cilíndricos comercializados com dimensões variadas. (Fonte: Jr Ambiental, 2015; Exausystems, 2015; e Acqualimp, 2015)	47
Figura 21 – Uso e ocupação do solo observado em setembro/2002 e fevereiro/2014 em cinco lotes da bacia do riacho do Sapo identificados como propensos à implantação de reservatórios de detenção	51
Figura 22 – Hietogramas de projeto para os eventos de chuvas com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos.....	57
Figura 23 – Hidrogramas para uma chuva de projeto com TR de 10 anos obtidos em quatro trechos do riacho do Sapo a partir da modelagem hidráulica no SWMM empregando o parâmetro n-Manning estimado segundo o método de Cowan (n-Cowan) e o método da ASCE (n-ASCE).....	64
Figura 24 – Cotogramas monitorados e simulados pelo modelo sem calibração obtidos para os quatro eventos pluviométricos	66
Figura 25 – Cotogramas monitorados e simulados pelo modelo calibrado obtidos para os quatro eventos pluviométricos.....	68
Figura 26 – Localização dos pontos críticos de alagamento na bacia do riacho do Sapo ...	70
Figura 27 – Mosaico apresentando as características topográfica e de ocupação da sub-bacia 2 que contribuem para o alagamento em seu exutório (ponto 1).....	71
Figura 28 – Perfil longitudinal do riacho do Sapo no ponto crítico de alagamento 1 modelado no SWMM (à esquerda), destacando o estrangulamento observado <i>in loco</i> (à direita)	72
Figura 29 – Níveis d’água simulados no ponto crítico de alagamento 1 empregando o modelo do cenário atual da bacia e diferentes chuvas de projeto	72
Figura 30 – Mosaico apresentando as características topográficas e padrão de ocupação observado nas sub-bacias próximas que contribuem para o alagamento no exutório da sub-bacia 4 (ponto 2)	73
Figura 31 – Perfil longitudinal do riacho do Sapo no ponto crítico de alagamento 2 modelado no SWMM (à esquerda), destacando o estrangulamento observado <i>in loco</i> (à direita)	74
Figura 32 – Níveis d’água simulados no ponto crítico de alagamento 2 empregando o modelo do cenário atual da bacia e diferentes chuvas de projeto	74
Figura 33 – Registros de alagamento na Avenida Dona Constança, nas proximidades do ponto crítico 2. (Fonte: A – Madeiro, 2009; B – Galvão, 2011; C – Sérgio, 2013; D – Dantas, 2014)	75

Figura 34 – Redução na profundidade máxima do riacho do Sapo observada no terceiro ponto crítico de alagamento	76
Figura 35– Perfil longitudinal do riacho do Sapo no ponto crítico de alagamento 3 modelado no SWMM (à esquerda), destacando a redução na profundidade máxima do canal aberto ocorrida entre o Cond-29 e o Cond-30.....	76
Figura 36 – Níveis d’água simulados no ponto crítico de alagamento 3 empregando o modelo do cenário atual da bacia e diferentes chuvas de projeto	77
Figura 37 – Localização dos reservatórios de detenção e pontos críticos de alagamento na bacia do riacho do Sapo	78
Figura 38 – Níveis d’água simulados no ponto crítico de alagamento 1 empregando o modelo do cenário I e diferentes chuvas de projeto	80
Figura 39 – Níveis d’água simulados no trecho do riacho do Sapo correspondente ao ponto de descarga do reservatório de detenção 1. Simulação empregando o modelo do cenário atual e o modelo do cenário I para uma chuva com TR de 50 anos.....	80
Figura 40 – À esquerda, hidrogramas das vazões afluentes e efluentes do reservatório de detenção 1 e, à direita, hidrogramas das vazões nos trechos do riacho do Sapo imediatamente a montante e a jusante do reservatório obtidos para uma chuva com TR de 50 anos.....	81
Figura 41 - Nível d’água no reservatório de detenção 1 simulado para uma chuva com TR de 50 anos	82
Figura 42 – Níveis d’água simulados no ponto crítico de alagamento 2 empregando o modelo do cenário I e diferentes chuvas de projeto	83
Figura 43 – Níveis d’água simulados num trecho do riacho do Sapo correspondente ao ponto de descarga do reservatório de detenção 2. Simulação empregando o modelo do cenário atual e o modelo do cenário I para uma chuva com TR de 50 anos.....	84
Figura 44 – Hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para o reservatório de detenção 2 obtidos para uma chuva com TR de 50 anos.....	84
Figura 45 - Nível d’água no reservatório de detenção 2 simulado para uma chuva com TR de 50 anos	85
Figura 46 – Níveis d’água simulados no ponto crítico de alagamento 3 empregando o modelo do cenário I e diferentes chuvas de projeto	86
Figura 47 – Níveis d’água simulados num trecho do riacho do Sapo correspondente ao ponto de descarga do reservatório de detenção 3. Simulação empregando o modelo do cenário atual e o modelo do cenário I para uma chuva com TR de 50 anos.....	87

Figura 48 – Hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para o reservatório de detenção 3 obtidos para uma chuva com TR de 50 anos.....	88
Figura 49 - Nível d'água no reservatório de detenção 3 simulado para uma chuva com TR de 50 anos	88
Figura 50 – Hidrogramas simulados na foz do riacho do Sapo para o cenário atual e cenário I empregando uma chuva de projeto com TR de 50 anos	90
Figura 51 - Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 1 empregando o modelo do cenário II e diferentes chuvas de projeto.....	91
Figura 52 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 1 para o cenário atual e cenário II empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos	92
Figura 53 - Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 2 empregando o modelo do cenário II e diferentes chuvas de projeto.....	93
Figura 54 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 2 para o cenário atual e cenário II empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos	94
Figura 55 - Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 3 empregando o modelo do cenário II e diferentes chuvas de projeto.....	95
Figura 56 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 3 para o cenário atual e cenário II empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos ³	96
Figura 57 – Localização do exutórios das sub-bacias 8 e 9 em relação ao ponto crítico de alagamento 3.....	98
Figura 58 – Hidrogramas simulados na foz do riacho do Sapo para o cenário atual e cenário II empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos.....	98
Figura 59 – Hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para os microrreservatórios de detenção obtidos para chuvas com TR de 5 anos	99
Figura 60 – Níveis d'água nos microrreservatórios de detenção simulados para chuvas com TR de 5 anos.....	100
Figura 61 – Localização dos pontos críticos de alagamento e dos lotes onde foram implantados os microrreservatórios de detenção na bacia do riacho do Sapo	101
Figura 62 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 2 empregando o modelo do cenário III e chuvas de projeto com TR de 5, 10 e 50 anos	102
Figura 63 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 2 para o cenário atual e cenário III empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos	103

Figura 64 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 3 empregando o modelo do cenário III e chuvas de projeto com TR de 5, 10 e 50 anos	104
Figura 65 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 3 para o cenário atual e cenário III empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos	105
Figura 66 – Hidrogramas simulados na foz do riacho do Sapo para o cenário atual da bacia e para o cenário III empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros requeridos pelo SWMM para simulação hidrológica e síntese das metodologias empregadas	18
Tabela 2 – Valores médios de coeficientes de escoamento	18
Tabela 3 – Valores médios de referência para o coeficiente de Manning	19
Tabela 4 – Valores de CN adotados conforme o tipo de solo e sua cobertura.....	21
Tabela 5 – Parâmetros hidrológicos do modelo no SWMM estimados sem realizar a calibração.....	22
Tabela 6 – Valores dos fatores de incrementação utilizados para o cálculo do n-Manning segundo o método de Cowan.....	24
Tabela 7 – Valores para os fatores de incremenção do n-Manning para todos os trechos do canal do riacho do Sapo estimados segundo o método de Cowan	25
Tabela 8 – Valores de n-Manning para diferentes tipos de canais e materiais de revestimento	27
Tabela 9 – Características das chuvas dos eventos hidrológicos representativos	30
Tabela 10 - Vazão específica de restrição para que não ocorra alagamento no ponto de descarga dos reservatórios 1, 2 e 3 a partir de uma chuva máxima com TR de 50 anos e duração correspondente ao tempo de concentração da bacia de contribuição	38
Tabela 11 - Características dos três reservatórios dimensionados através do método da curva envelope	41
Tabela 12 - Relações cota-área fornecidas ao SWMM para o estabelecimento das curvas de armazenamento dos reservatórios de retenção do cenário I	42
Tabela 13 – Parâmetros empregados para modelagem dos vertedores do cenário I no SWMM	42
Tabela 14 – Parâmetros empregados para modelagem dos orifícios do cenário I no SWMM	43
Tabela 15 – Características do lote padrão e informações obtidas durante seu dimensionamento	44
Tabela 16 - Características dos microrreservatórios do cenário II dimensionados através do método da curva envelope	47
Tabela 17 - Parâmetros empregados para modelagem dos microrreservatórios de retenção do cenário II no SWMM	48

Tabela 18 - Características dos lotes da bacia do riacho do Sapo propensos à implantação de microrreservatórios de detenção segundo os critérios do cenário III	51
Tabela 19 - Características dos cinco microrreservatórios do cenário II dimensionados através do método da curva envelope	53
Tabela 20 – Parâmetros hidrológicos do modelo no SWMM estimados para as unidades hidrológicas criadas e alteradas no cenário III	54
Tabela 21 – Relações cota-área fornecidas ao SWMM para o estabelecimento das curvas de armazenamento dos microrreservatórios de detenção do cenário III	55
Tabela 22 – Parâmetros empregados para modelagem dos orifícios dos microrreservatórios do cenário III no SWMM.....	56
Tabela 23 – Parâmetros empregados para modelagem dos vertedores dos microrreservatórios de detenção do cenário III no SWMM.....	56
Tabela 24 – n-Manning para todos os trechos do riacho do Sapo estimados segundo o método de Cowan (n_{Cowan}) e o método da ASCE (n_{ASCE}).....	61
Tabela 25 – Situação de estabilidade e regime de escoamento observado em todos os trechos do riacho do Sapo empregando o modelo I.....	63
Tabela 26 – Resultados para as funções objetivo obtidos sem a calibração do modelo	66
Tabela 27 – Parâmetros hidrológicos do modelo no SWMM estimados após a calibração	67
Tabela 28 – Resultados para as funções objetivo obtidos após a calibração do modelo	68
Tabela 29 – Resumo das variáveis hidráulicas obtidas durante a simulação do funcionamento dos reservatórios de detenção para uma chuva de projeto com TR de 50 anos	89
Tabela 30 – Parcela residencial presente nas bacias que contribuem para os pontos críticos de alagamento	97
Tabela 31 – Vazões de pico para situação de pré e pós-ocupação e abatimento promovido pelos microrreservatórios de detenção	100
Tabela 32 – Índice decréscimo na vazão de pico por unidade de volume de reservatório/microrreservatório implantado ($10^{-3}m^3/s/m^3$).....	106
Tabela 33 – Índice decréscimo no nível d'água máximo por unidade de volume de reservatório/microrreservatório implantado ($10^{-4}m/m^3$)	108
Tabela 34 - Índice volume de detenção implantado por unidade de área da bacia (m^3/ha) para uma chuva de projeto com TR de 5 anos	109

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	2
1.1.1	Objetivo Geral.....	2
1.1.2	Objetivos Específicos	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	Controle na drenagem urbana	4
2.1.1	Aspectos Gerais.....	4
2.1.2	Medidas estruturais para o controle da inundação	5
2.1.3	Reservatórios de retenção	7
2.2	SWMM: Uma breve descrição	9
2.2.1	Módulo Runoff.....	11
2.2.2	Módulo Extran	12
3	METODOLOGIA	14
3.1	Caracterização da área de estudo	15
3.2	Modelagem hidrológica no SWMM	17
3.2.1	Parâmetros associados ao solo da sub-bacia e seu tipo de cobertura.....	17
3.2.2	Parâmetros associados ao modelo de infiltração.....	20
3.3	Modelagem hidráulica no SWMM	22
3.3.1	O método de Cowan.....	23
3.3.2	O método da American Society of Civil Engineers	26
3.4	Monitoramento hidrológico	28
3.5	Calibração do modelo	30
3.6	Medidas para o controle do escoamento	32
3.6.1	Cenário I: Implantação de reservatórios de retenção na escala de sub-bacia	32
3.6.2	Cenário II: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes residenciais	43
3.6.3	Cenário III: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes específicos da bacia	49
3.7	Hietogramas de projeto	56
3.8	Análise e comparação dos cenários com as intervenções	58
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	61
4.1	Ajuste do parâmetro N-manning do modelo hidráulico	61
4.2	Calibração do modelo	65

4.3	Diagnóstico de alagamentos na bacia do riacho do Sapo.....	70
4.4	Análise e comparação dos cenários com intervenção.....	78
4.4.1	Cenário I: Implantação de reservatórios de retenção na escala de sub-bacia	78
4.4.2	Cenário II: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes residenciais	91
4.4.3	Cenário III: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes específicos da bacia	98
4.4.4	Comparação dos resultados dos cenários I, II e III	106
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	111
5.1	Conclusões	111
5.2	Recomendações.....	114
	REFERÊNCIAS	116

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, a partir de 1960, o processo de expansão dos centros urbanos aliado a um planejamento que pouco considerou os processos naturais preexistentes provocou alterações significativas no meio ambiente, de maneira geral, e no regime hidrológico, em particular. Dentre os impactos é possível citar a redução na capacidade de infiltração do solo e o aumento na geração do volume escoado superficialmente. Associado a estes impactos, os sistemas clássicos de drenagem concebidos segundo o modelo higienista, que preconiza a rápida transferência das águas pluviais do ambiente urbano, resolveram o problema no âmbito local e em um curto prazo de tempo, mas não necessariamente na escala da bacia. Assim, estes métodos tradicionais mostraram ser soluções pouco flexíveis e adaptáveis às mudanças no uso do solo, revelando-se onerosos e de rápida obsolescência (Nascimento & Baptista, 2009).

Diante desta realidade, algumas medidas de controle do escoamento superficial gerado em áreas urbanas foram desenvolvidas visando à compensação dos impactos ocasionados. Estas medidas baseiam-se, em geral, na retenção e na infiltração das águas pluviais, promovendo o rearranjo temporal das vazões e, em alguns casos, a diminuição do volume escoado. Tais medidas podem ainda assumir diferentes formas e escalas, permitindo sua utilização tanto em pequenas parcelas urbanas como em sistemas de drenagem que ocupam grandes áreas (Baptista *et al.*, 2005).

Entretanto, estas novas medidas de controle vêm encontrando dificuldades de aplicação no Brasil visto que possuem uma série de princípios integrados voltados aos aspectos físicos, urbanísticos e de infraestrutura, bem como socioeconômicos da região que devem ser considerados no momento de sua implantação, visando à adequação dos diferentes tipos de soluções a um determinado contexto local (Baptista *et al.*, 2005; Poletto, 2011).

Diante disto, o estudo proposto visa contribuir para o entendimento da aplicabilidade de medidas para o controle do escoamento urbano implantadas em diferentes escalas na bacia do riacho do Sapo, Maceió-AL, sendo empregada modelagem hidrológico-hidráulica através do programa SWMM para a simulação e posterior avaliação e comparação dos resultados.

Este trabalho está inserido em um contexto que envolve alguns projetos, são eles:

- H2Urb: indicadores de eficiência quali-quantitativos de drenagem em bacias urbanas e peri-urbanas, da Rede Hidroeco: Hidrograma ecológico e modelagem quali-

quantitativa de bacias. O projeto de pesquisa possui 5 metas: 1. Análise do comportamento espacial da chuva na bacia, 2. Identificação de relações qualitativas entre a precipitação, o escoamento pluvial e as cargas poluidoras (resíduos sólidos e líquidos); 3. Obtenção de relações entre precipitação, escoamento pluvial e cargas poluidoras com a qualidade das águas litorâneas e uso e ocupação do solo, 4. Estabelecimento de índices e indicadores que a avaliação do impacto da ação antrópica na drenagem urbana, 5. Estimação de respostas da bacia a intervenções previstas e à evolução da ocupação do solo, em relação aos aspectos de quantidade e qualidade do escoamento;

- MAPLU - Manejo de águas pluviais: monitoramento, modelagem, desenvolvimento de tecnologias de baixo impacto e de instrumentos para a gestão de águas pluviais em meio urbano. O projeto tem como objetivo desenvolver soluções urbanísticas e ambientalmente adequadas de manejo de águas pluviais para a redução do impacto sobre o hidrograma de enchentes, com especial atenção para a qualidade da água, o controle de vetores e a gestão de resíduos sólidos, em bacias experimentais urbanas;
- PPP: Estudo da influência do nível da água do riacho Salgadinho no escoamento no riacho do Sapo. O projeto tem como objetivo avaliar o efeito do riacho Salgadinho na capacidade de escoamento do seu afluente riacho do Sapo, através de monitoramento e modelagem;
- Projeto universal - Lote urbano real: concepção, implantação e avaliação de medidas simplificadas de controle na geração do escoamento superficial. O projeto tem como objetivo a avaliação de medidas simplificadas de controle do escoamento superficial em lotes, a partir da observação dos processos hidrológicos em um lote real.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar a aplicação de medidas descentralizadas para o controle do escoamento superficial urbano na bacia hidrográfica do riacho do Sapo (Maceió-AL) visando compensar os efeitos do processo de impermeabilização do solo da bacia.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Elaborar um modelo hidrológico-hidráulico no SWMM ajustado e calibrado à bacia hidrográfica do riacho do Sapo;
- Realizar um diagnóstico do comportamento hidrológico-hidráulico da bacia do riacho do Sapo, ao avaliar sua resposta a diferentes eventos pluviométricos, identificando os pontos críticos de alagamento existentes;
- Propor e avaliar cenários de intervenção na bacia do riacho do Sapo visando o controle do escoamento;
- Comparar a aplicação de medidas que visem o controle na geração do escoamento superficial da bacia quando elas são aplicadas na escala de lote e na escala de sub-bacia.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Controle na drenagem urbana

2.1.1 Aspectos Gerais

A inundação   um processo natural que ocorre durante eventos chuvosos extremos quando o rio extrapola a capacidade do seu leito menor, passando a ocupar uma região mais extensa, denominada leito maior. Quando este fen meno acontece em áreas urbanas, geralmente, tende a causar impactos negativos para a popula o ribeirinha, que ocupou o leito maior do rio. Dentre os impactos negativos causados pela inunda o   possível citar os prejuízos materiais e danos   saúde da popula o atingida, interrup o temporária dos sistemas de transporte e das atividades urbanas, podendo provocar até impactos na economia local ou ainda perdas de vidas humanas (Tucci, 1995; Côrtes, 2009).

Em muitas cidades brasileiras, este processo de inunda o urbana foi intensificado pois a ocupa o do espaço urbano se deu sem o planejamento necessário, provocando, por exemplo, a impermeabiliza o do solo e a ocupa o de áreas ribeirinhas, que intensificou os processos de forma o das cheias e amplificou os impactos decorrentes das inunda es (Pompêo, 2000).

Diante deste cenário, algumas medidas foram desenvolvidas visando o controle das inunda es urbanas. Estas medidas buscam a atenua o dos transtornos   cidade e   popula o, através da redu o dos efeitos causados pela intensa ocupa o urbana no meio ambiente (em geral) e nos recursos hídricos (em específico), além de possibilitar a adapta o dos sistemas de drenagem de acordo com o crescimento populacional (Tucci, 1995; Baptista *et al.*, 2005).

No entanto, destaca-se que a ocorrência das inunda es   algo inevitável mesmo diante da aplica o destas medidas de controle, pois como a chuva   um fen meno natural, sempre haverá a possibilidade da ocorrência de um evento chuvoso que irá superar aquele empregado no dimensionamento do dispositivo de controle. Desta forma, não importa o quão elaborado seja o projeto da interven o realizado, sempre haverá uma probabilidade de falha. Neste contexto, as medidas desenvolvidas para o controle das inunda es visam apenas mitigar os efeitos indesejáveis das inunda es (Souza *et al.*, 2013).

As ações para prevenção e mitigação dos prejuízos causados pelas inundações podem ser classificadas como medidas estruturais e não estruturais. As primeiras dizem respeito à execução de obras hidráulicas que modificam o sistema fluvial para deter, desviar, retardar ou fazer escoar mais rapidamente o volume dos rios visando reduzir o risco de inundações. Em contrapartida, as medidas não-estruturais são aquelas que visam atenuar os impactos e prejuízos causados por enchentes sem que sejam realizadas grandes obras de engenharia, ou seja, conservando o meio ambiente. Tal metodologia privilegia medidas normativas de prevenção e adaptação da população ao fenômeno natural da enchente, como, por exemplo, o planejamento e a regulamentação do uso do solo, zoneamento das áreas de risco, criação de seguro contra inundação ou sistema de previsão e alerta (Tucci, 2013).

Tucci (1999) menciona que o controle da inundação deve ser realizado através da aplicação de medidas não-estruturais e estruturais integradas, sendo avaliada a compatibilidade da medida de controle com o desenvolvimento urbano esperado e considerando a bacia como um todo, não apenas trechos isolados dela.

2.1.2 Medidas estruturais para o controle da inundação

Segundo Tucci (2013), as medidas estruturais para o controle da inundação podem ser classificadas em extensivas ou intensivas. As medidas extensivas agem no contexto da bacia, procurando alterar as relações entre a chuva e a vazão. Como exemplo, é possível citar a alteração da cobertura do solo visando reduzir e retardar os picos de enchentes além de proporcionar o controle de erosão na bacia. Já as medidas intensivas são aquelas realizadas diretamente sobre a rede de drenagem da bacia, podendo acelerar, retardar e/ou desviar o escoamento. Como exemplos é possível citar as canalizações, os reservatórios de amortecimento e os canais de derivação, respectivamente.

De acordo com os preceitos higienistas desenvolvidos em meados do século XIX, a recomendação adotada para tratar a drenagem das águas pluviais era a sua rápida evacuação para jusante das áreas urbanas. Estes preceitos levaram ao desenvolvimento de um sistema onde, geralmente, se efetua o transporte das águas superficiais nas ruas através de sarjetas, sua captação através de bocas de lobo para que as águas pluviais sejam destinadas a condutos destinados a transportar estas águas ao deságue ou aos sistemas de macrodrenagem. Podendo ainda apresentar estruturas complementares como bueiros, dissipadores de energia e estações elevatórias de águas pluviais, por exemplo. Este modelo ficou conhecido como sistemas clássicos de drenagem (Baptista *et al.*, 2005).

Segundo este modelo, a principal obra promovida para o controle da inundação em áreas urbanas compõe-se da retificação, canalização e recobrimento dos rios, além do aumento da sua capacidade de transporte via aumento de sua seção transversal e/ou da declividade de fundo (Pompêo, 2000). No entanto, estas medidas resolvem os problemas das inundações apenas localmente, pois transferem os problemas pontuais para jusante, atingindo uma nova parcela da população. Além disto, estes sistemas clássicos de drenagem são pouco flexíveis e adaptáveis a mudanças de uso do solo, circunstância frequente em processos de intensa urbanização (Baptista *et al.*, 2005).

Diante disto, os sistemas clássicos de drenagem revelaram-se onerosos e de rápida obsolescência, requerendo pesados investimentos do setor público em reconstrução, em particular quando se trata de novas intervenções em espaços já construídos. Esse tipo de intervenção, muitas vezes feito em caráter de emergência, após a ocorrência de eventos graves de inundação, tende a conduzir ao emprego de soluções localizadas e parciais, adotadas a partir de estudos de diagnóstico e de alternativas elaborados de forma apressada e simplista (Nascimento & Baptista, 2009).

A ineficiência dos sistemas clássicos de controle das inundações promoveu, a partir da década de 1970, uma mudança na concepção e abordagem do problema principalmente em países como a França, Estados Unidos, Austrália e Japão. Os principais termos utilizados são *Best Management Practices* (BMP's), *Low Impact Development* (LID) e *Sensitive Urban Design* (SUD). No Brasil os termos tradicionalmente utilizados são Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana (Baptista *et al.*, 2005) ou Medidas Não Convencionais em Drenagem Urbana (Canholi, 2005).

Estas técnicas são conhecidas como compensatórias pois visam compensar os efeitos da urbanização através do controle na produção de escoamento superficial decorrente da impermeabilização do solo e evitando também sua rápida transferência para jusante. Além disto, são denominadas não convencionais (ou alternativas) pois, diferente das soluções tradicionais, realizam a gestão dos recursos hídricos de forma sistêmica e integrada, tomando a bacia hidrográfica como unidade de estudo, agindo sobre as parcelas do ciclo hidrológico e priorizando ações que resgatem a naturalidade dos processos físicos na bacia, mesmo antes de sua urbanização (Baptista *et al.*, 2005).

Ainda segundo Baptista *et al.* (2005), as abordagens supracitadas, apesar de apresentarem conceitos variados, são compatíveis e adotam tecnologias compensatórias para obtenção dos resultados. Em geral, estas tecnologias visam principalmente a promoção do

armazenamento e/ou a infiltração das águas pluviais, e o aumento do tempo de escoamento. Dentre as tecnologias empregadas, é possível citar:

- Os reservatórios de retenção voltados ao armazenamento com o objetivo principal de retardar o escoamento pluvial para sua liberação defasada, amortecendo o pico do escoamento. Estes dispositivos podem ser utilizados em diferentes escalas, desde pequenas parcelas até grandes áreas;
- Os pavimentos porosos voltados ao armazenamento temporário do escoamento superficial em estacionamentos e sistemas viários proporcionando inclusive a infiltração;
- As trincheiras, poços, valas, valetas e estruturas semelhantes que favorecem a infiltração e percolação das águas pluviais;
- A canalização de cursos d'água com técnicas que favoreçam o escoamento lento ou a retenção temporária das águas; e
- Tratamento de fundos de vale, com zoneamento de planícies de inundação e delimitação de áreas sem ocupação para o armazenamento temporário.

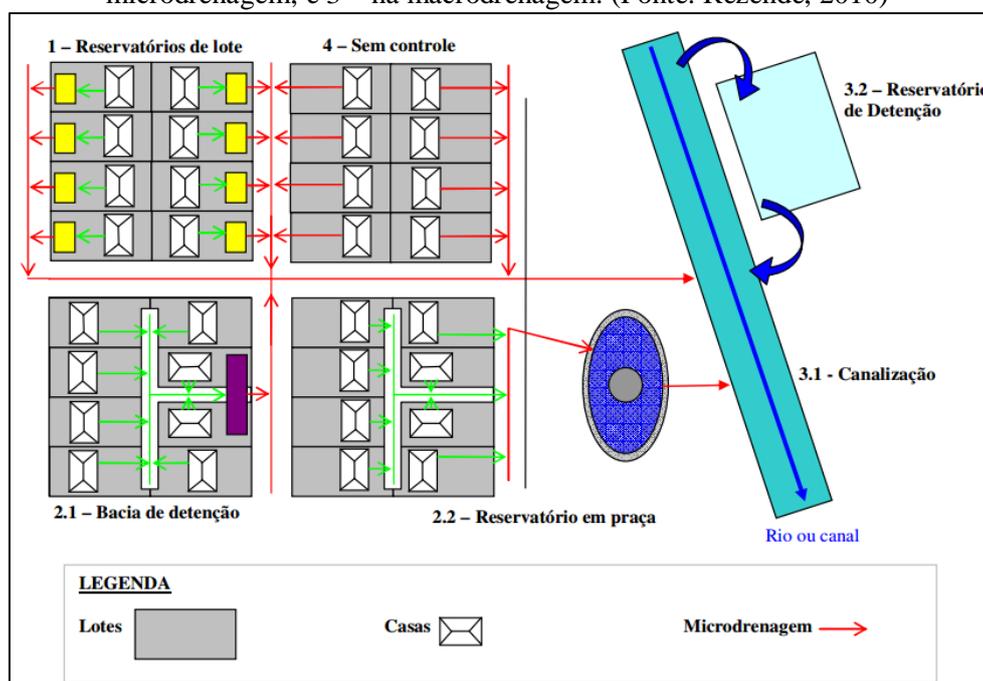
2.1.3 Reservatórios de retenção

Os reservatórios de retenção são dispositivos que detêm parte do volume escoado superficialmente através do seu armazenamento temporário. Isto promove uma recuperação da capacidade de amortecimento perdida devido à impermeabilização da bacia. Desta forma, estes dispositivos promovem o retardo de parte do escoamento superficial, procurando manter no rio uma vazão de pico inferior àquela que provocaria o extravasamento de seu leito menor. Outra condição de restrição geralmente imposta é a redução das vazões escoadas no rio aos níveis observados nas condições naturais da bacia, ou seja, aquelas observadas na situação pré-urbanização da bacia. O volume armazenado nos reservatórios de retenção durante o período de vazões altas é escoado após a redução das vazões do rio, impedindo assim a inundação de áreas situadas à jusante do dispositivo (Tucci, 2013).

Estes dispositivos podem ser implantados em diferentes escalas: em nível de lote (para o controle do escoamento gerado em apenas um lote), na microdrenagem (para o controle dos hidrogramas resultantes de um ou mais loteamentos) e/ou na macrodrenagem (para atuar no controle direto do escoamento em rios e canais), conforme pode ser observado na Figura 1.

A aplicação do reservatório de detenção em nível de lote e microdrenagem tem a vantagem de uma implementação mais simples, demandando menos tempo, podendo ser aplicada em pequenos espaços livres como telhados, jardins e/ou quintais de residências quando implantados em nível de lotes, ou ainda em áreas públicas como praças, estacionamentos e áreas esportivas, quando instalados na microdrenagem. Estes reservatórios podem ser utilizados também para armazenar água para irrigação de grama, lavagem de superfícies ou automóveis (Cruz *et al.*, 2000).

Figura 1 – Reservatórios de detenção implantados em diferentes escalas: 1 – lote; 2 – na microdrenagem; e 3 – na macrodrenagem. (Fonte: Rezende, 2010)



Segundo Silveira (2002), em países em desenvolvimento, como o Brasil, os reservatórios de detenção em nível de lote podem ser uma alternativa interessante, já que a densificação urbana não é um grande empecilho à sua implantação. Instalações industriais, residenciais, prédios públicos e escolas podem coletar o escoamento pluvial dos telhados através destas estruturas e retardarem a contribuição à rede de drenagem convencional, sem que seja necessária a realização de muitas adequações arquitetônicas. Até mesmo esforços de urbanização de favelas poderiam recomendar este tipo de dispositivo que, num primeiro momento, poderiam ser confeccionados através de adaptações de caixas d'água comerciais (Veiga, 2014).

As desvantagens apresentadas para implantação de reservatórios de detenção em lotes decorrem principalmente em regiões de maior pluviosidade, onde seria necessário o

estabelecimento de volumes de detenção mais significativos. Além disto, estes dispositivos requerem um cuidado especial quanto à manutenção visando evitar o acúmulo de água, sedimentos e resíduos oriundo de ligações clandestinas (esgoto cloacal, por exemplo) que poderiam comprometer seu correto funcionamento e favorecer o desenvolvimento de vetores de doenças tropicais (Silveira, 2002).

Quanto aos reservatórios de detenção implantados na macrodrenagem, a vantagem de aplicação reside no fato de além de promover a atenuação das vazões máximas e a consequente redução dos problemas de inundação localizados e a jusante, este dispositivo proporciona também uma melhoria na qualidade da água, uma minoração dos problemas de erosão devido à redução nas vazões, uma redução das dimensões das galerias de drenagem e a consequente redução nos custos, o aumento do tempo de resposta do escoamento superficial e a melhoria das condições de reuso da água e recarga dos aquíferos (Tucci, 2013).

No entanto, Cruz *et al.* (2000) destacam que o controle do escoamento realizado através da implantação de reservatórios de detenção na macrodrenagem demanda maior tempo de implementação, custos mais elevados, além de requerer grandes áreas livres e com posicionamento adequado que nem sempre é possível de identificar em bacias urbanas com uso e ocupação do solo já consolidada.

Silveira (2002) atenta ainda para o fato de que, como as bacias de detenção não devem receber esgoto cloacal, tais estruturas não são recomendáveis sem uma correta destinação dos esgotos domésticos à montante. Outro fator que deve ser considerado é a potencial proliferação de mosquitos nestas estruturas. Sabendo-se o tempo necessário para o ciclo reprodutivo das espécies locais deve-se procurar tempos de detenção inferiores. No Brasil, Baptista *et al.* (2005) e Nascimento & Baptista (2009) recomendam um tempo máximo de funcionamento para estas estruturas de detenção de 24 horas.

2.2 SWMM: Uma breve descrição

Desenvolvido em 1971 pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA), o Storm Water Management Model (SWMM) é um programa de modelagem hidrológico-hidráulico que vem sendo submetido a modificações e aprimoramentos nas últimas décadas, merecendo destaque por ser um pacote de domínio público, utilizado por muitos pesquisadores em todo o mundo, e que permite a incorporação do nível de detalhe desejado (micro e macrodrenagem) (Collodel, 2009). Dentre os aprimoramentos, Bastos

(2007) destaca o fato de, além da USEPA, outras empresas trabalharem no desenvolvimento de aplicativos capazes de promover a integração do modelo SWMM com ambientes SIG ou CAD, incluindo ferramentas de apresentação dos resultados e melhoria na sua capacidade do banco de dados.

Atualmente, o programa está em sua quinta versão, com um código completamente reescrito a partir de edições anteriores. O SWMM 5.1 proporciona um ambiente integrado que possibilita estudos associados à hidrologia, hidráulica e qualidade da água. Em hidrologia urbana, dentre os distintos mecanismos do ciclo hidrológico capazes de gerar escoamento, o SWMM considera a precipitação variável no tempo, a evaporação, acumulação e degelo da neve, armazenamento em depressões, infiltração, percolação, troca de fluxo entre aquíferos e a rede de drenagem, modelagem do fluxo superficial entre aquíferos e a captação e retenção da água em dispositivos de baixo impacto (Rossman, 2010).

Desde sua concepção, o SWMM tem sido aplicado em estudos associados à drenagem urbana de águas pluviais com aplicações típicas na concepção e dimensionamento de componentes da rede de drenagem para controle de inundações, delimitação de zonas de inundação em leitos naturais, avaliação do impacto de contribuições e infiltrações sobre o transbordamento de sistemas de drenagem, além de estudos associados à qualidade das águas como a geração de poluição difusa e avaliação da eficácia das BMP's (Boas Práticas de Manejo) para reduzir o carreamento de poluentes durante a chuva (Rossman, 2010).

O SWMM apresenta uma estrutura conceitual formada por quatro módulos de cálculo computacional, que são: o módulo Runoff responsável pela conversão chuva-vazão na bacia; o módulo Transport, que simula a propagação do escoamento segundo o conceito da onda cinemática e o transporte de poluentes através da rede de drenagem; o módulo Extended Transport (Extran) que realiza uma modelagem hidrodinâmica do transporte em condutos, canais e unidades de armazenamento de uma forma mais sofisticada e o módulo Storage/Treatment que caracteriza os efeitos dos dispositivos de controle sobre a qualidade das águas pluviais, realizando também simulações referentes ao tratamento das águas residuárias (Huber & Dickinson, 1992).

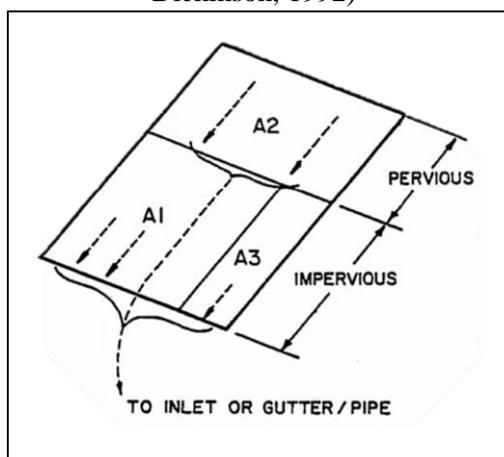
Por ser de maior interesse neste estudo, os módulos computacionais Runnof e Extran serão apresentados com mais detalhe a seguir.

2.2.1 Módulo Runoff

O Runoff é o módulo hidrológico de conversão chuva-vazão do SWMM responsável por modelar os aspectos tanto quantitativos quanto qualitativos das águas superficiais geradas na bacia. O módulo processa sua rotina com base em dados de entrada como o hietograma de uma chuva de projeto arbitrária, simulando os processos hidrológicos de infiltração em áreas permeáveis (empregando o método de Horton, o método de Green-Ampt ou o método SCS), de armazenamento em superfícies e escoamento superficial na bacia e em canais (Huber & Dickinson, 1992).

A bacia de drenagem é representada por um conjunto conectado de sub-bacias e canais idealizados, podendo ser empregadas até 200 sub-bacias e 200 canais. Cada uma das sub-bacias, por sua vez, é dividida em três sub-áreas visando representar as diferentes propriedades da superfície, conforme está representado na Figura 2:

Figura 2 – Esquema de divisão de uma sub-bacia em sub-áreas e do encaminhamento de suas águas separadamente empregado pelo SWMM: A1-impermeável com armazenamento; A2-permeável com armazenamento e A3-impermeável sem armazenamento (Fonte: Huber & Dickinson, 1992)



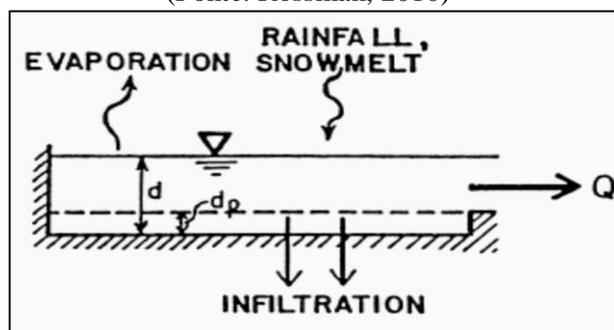
- Impermeável com armazenamento (A1) – representa a região da sub-bacia que apresenta superfície impermeável com armazenamento. Nesta região, só há escoamento superficial quando o volume da depressão é totalmente preenchido;
- Permeável com armazenamento (A2) – esta parcela da sub-bacia está associada às abstrações iniciais ocorridas sobre superfícies permeáveis, como interceptação por coberturas vegetal e o encharcamento da superfície. Nesta região, também só há escoamento superficial quando o volume da depressão é totalmente preenchido;

- Impermeável sem armazenamento (A3) – parcela impermeável do solo que contribui para a geração do escoamento superficial assim que se inicia a chuva, antes mesmo do armazenamento estar satisfeito.

O escoamento gerado em cada sub-área move-se diretamente para um canal sem que atravesse uma outra sub-área, ou seja, o encaminhamento da água é efetuado separadamente para cada sub-área, conforme mostra a Figura 2 (Huber & Dickinson, 1992).

A simulação do escoamento superficial na bacia é realizada considerando que cada sub-bacia se comporta como um reservatório não linear (Figura 3), representado pela combinação da equação da continuidade com a equação de Manning, onde as contribuições são provenientes dos diferentes tipos de precipitação e de qualquer outra sub-bacia situada à montante e os fluxos de saída são ocasionados pela infiltração, evaporação ou escoamento superficial. A capacidade deste reservatório é o valor máximo do armazenamento em depressões. O escoamento superficial (Q) ocorre somente quando a profundidade da água excede o valor máximo do armazenamento (d_p). O escoamento (Q) é calculado pela equação de Manning e a lâmina de água no reservatório (d) na sub-área é recalculada de forma contínua no tempo (t) mediante solução numérica do balanço hídrico na sub-bacia (Rossman, 2010).

Figura 3 – Modelo conceitual do escoamento superficial no SWMM: o reservatório não linear (Fonte: Rossman, 2010)



2.2.2 Módulo Extran

O módulo Extran propaga o escoamento em redes de condutos ou canais. Para seu funcionamento, a representação da rede é baseada no conceito de vínculos ou condutos (links) e nós (node ou junction). Os nós são pontos iniciais de um trecho de rede ou ponto de confluência de dois ou mais trechos ou ponto final (exutório), enquanto os condutos representam os trechos da rede (Roesner & Dickinson, 1992).

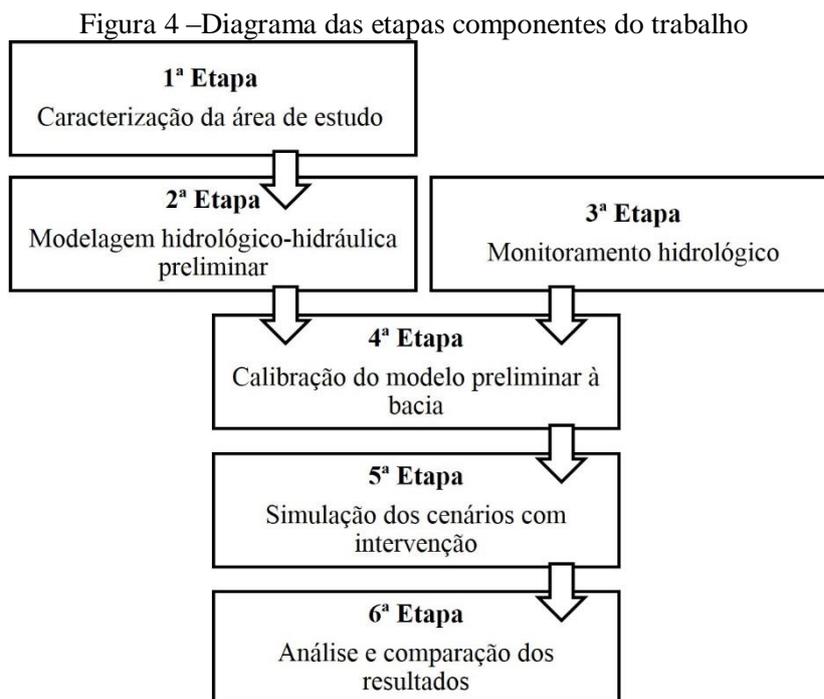
Para simulação do escoamento em canais, o módulo resolve as equações completas de Saint Venant utilizando um esquema explícito de diferenças finitas adiantado no tempo (Roesner & Dickinson, 1992). Desta forma, é necessário fornecer ao programa os seguintes dados de entrada (Rossman, 2010): (a) as dimensões da seção transversal dos trechos, seja ela de geometria regular ou irregular; (b) o coeficiente de rugosidade de Manning nas seções dos trechos; (c) as cotas de fundo de chegada e de saída dos trechos nos nós, fornecidas nos nós e em consonância com os trechos; (d) o comprimento dos trechos; (e) as profundidades máximas nos nós; (f) as áreas de armazenamento nos nós, caso a água transborde em nós que representam poços de visitas; e (g) as condições de contorno externas (opcional): hidrogramas de montante ou lateral, inseridos nos nós.

Já para simulação do escoamento nas unidades de armazenamento, o módulo emprega o método de Puls (Roesner & Dickinson, 1992), sendo necessário fornecer os seguintes dados de entrada (Rossman, 2010): (a) a cota do fundo da unidade de armazenamento; (b) a altura máxima; (c) a tabela que relaciona a profundidade à área superficial (ou a curva cota-área); (d) o volume d'água armazenado inicialmente; (e) a proporção da evaporação potencial na unidade de armazenamento (opcional); e (f) os dados de contribuição externas de fluxo (opcional).

O módulo Extran fornece como resultados hidrogramas e cotagramas nos pontos de interesse, perfis de linha d'água, relatório resumindo a simulação (onde houve extravasamento, vazões máximas, profundidade máximas), animações para ver dinamicamente os resultados (tanto perfis como vista superior).

3 METODOLOGIA

O presente estudo propõe avaliar a aplicabilidade de diferentes medidas para o controle do escoamento superficial urbano implantadas em diferentes escalas na bacia do riacho do Sapo, Maceió-AL. Desta forma, para o desenvolvimento do estudo, foram definidas algumas etapas de trabalho conforme está apresentado no diagrama da Figura 4, e conforme serão abordadas resumidamente a seguir e detalhadas nas seções mais adiante.



- **1ª Etapa – Caracterização da área de estudo:** a partir de uma revisão bibliográfica, estudando trabalhos anteriores, e vistas a campo realizadas na região da bacia, foi possível obter dados e informações da bacia que serviram de base para elaboração de sua caracterização;
- **2ª Etapa – Modelagem hidrológico-hidráulica preliminar:** através de uma revisão bibliográfica visando avaliar metodologias empregadas em trabalhos anteriores para modelagem de bacias hidrográficas urbanas no SWMM, foi possível estimar os parâmetros do SWMM necessários para uma razoável modelagem hidrológico-hidráulica preliminar da bacia em estudo, sem que fosse realizada ainda a calibração do modelo;
- **3ª Etapa – Monitoramento hidrológico:** através da instalação de dois pluviômetros na região próxima à bacia e da instalação de dois sensores de nível no canal do riacho

do Sapo foi possível monitorar dados de chuva e nível d'água necessários para uma posterior calibração do modelo;

- **4ª Etapa – Calibração do modelo preliminar:** empregando eventos hidrológicos representativos ocorridos e monitorados na bacia em estudo, foi realizada a calibração do modelo desenvolvido preliminarmente na 2ª etapa. A calibração foi realizada pelo método da tentativa e erro através da alteração dos parâmetros mais sensíveis e estimados preliminarmente com maior incerteza;
- **5ª Etapa – Simulação dos cenários com intervenção:** nesta etapa foram elaborados modelos no SWMM para os três cenários de intervenção propostos para mitigação dos alagamentos na bacia do riacho do Sapo: (I) a implantação de reservatórios de retenção na escala de sub-bacia; (II) a implantação de microrreservatórios de retenção em lotes residenciais; e (III) a implantação de microrreservatórios de retenção em lotes que apresentaram alta impermeabilização do solo. Esta simulação foi realizada através do pré-dimensionamento dos dispositivos voltados para o controle do escoamento e de sua implantação no modelo calibrado já elaborado para a bacia;
- **6ª Etapa – Análise e comparação dos resultados:** A análise dos resultados foi realizada através da comparação dos cotogramas e hidrogramas obtidos nos pontos de alagamentos e na foz do riacho do Sapo no cenário atual da bacia e nos cenários com as intervenções (cenário I, II e III). Para comparação das eficiências obtidas com os três diferentes cenários de intervenção, foram empregados índices que avaliam a atenuação nos alagamentos causada por unidade de volume das medidas de controle do escoamento.

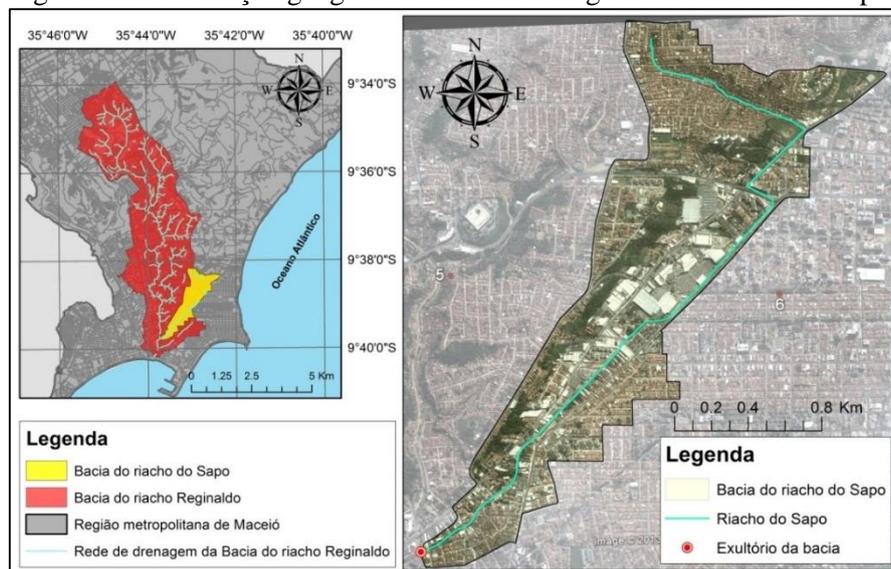
3.1 Caracterização da área de estudo

O estudo foi desenvolvido na bacia hidrográfica do riacho do Sapo, uma sub-bacia da bacia hidrográfica do riacho Reginaldo, que se encontra totalmente inserida na região urbana do município de Maceió-AL, conforme mostra a delimitação proposta por Peplau (2013) apresentada na Figura 5.

A bacia estudada tem área de 2,1 km² e está localizada, em sua maior parte, na região plana e costeira do município, apresentando baixas declividades assim como seu exutório na cota 3,5 m. O seu relevo também é formado por regiões planas e elevadas de tabuleiro, com

cota máxima na cabeceira de 64,2 m, e por uma região de transição entre as duas formações que corresponde a encostas íngremes (Maceió, 1999).

Figura 5 – Localização geográfica da bacia hidrográfica do riacho do Sapo



Por estar totalmente inserida no perímetro urbano de Maceió, a bacia do riacho do Sapo apresenta uma predominância nas tipologias de uso e cobertura do solo responsáveis por uma grande impermeabilização da superfície, como zonas residenciais, industriais, comerciais, pavimentos asfálticos e de paralelepípedo. Desta forma, em 2010, mais de $\frac{3}{4}$ da bacia já apresentava sua superfície impermeabilizada (Barros, 2013).

O riacho do Sapo possui 4,4 km de extensão, drenando quatro bairros da capital (Jacintinho, Mangabeiras, Jatiúca e Poço), e atualmente encontra-se revestido por concreto em sua maior parte. Nota-se ainda que o riacho não apresenta cursos d'água naturais afluentes, sendo toda contribuição advinda de galerias pluviais de microdrenagem. Nele há diversos problemas típicos de canais urbanos como grandes despejos de águas residuárias. Esta realidade, aliada ao fato do canal correr a céu aberto em quase toda sua extensão causa grande impacto visual, visto que o mesmo passa por locais de grande circulação na cidade como um dos maiores *shoppings* do município (Pimentel, 2009).

Além do despejo de águas residuárias, o riacho do Sapo também apresenta uma capacidade de escoamento insuficiente para as condições atuais da bacia, fato evidenciado pelos frequentes alagamentos na região. Dentre as principais causas deste problema, destacam-se: as obstruções causadas por pontes e galerias fechadas ao longo do canal, a ocorrência de assoreamentos e, principalmente, o crescimento desordenado da urbanização (Peplau, 2013).

3.2 Modelagem hidrológica no SWMM

Inicialmente, foi necessário dividir toda a área de estudo em unidades hidrológicas menores. Desta forma, a bacia do riacho do Sapo foi discretizada em 18 sub-bacias, conforme está apresentado na Figura 6. Em seguida, foi realizada a estimativa dos parâmetros requeridos pelo SWMM para simulação hidrológica. A Tabela 1 apresenta um resumo das metodologias empregadas para a estimativa dos parâmetros hidrológicos do SWMM que serão descritas detalhadamente a seguir.

Salienta-se que, quanto aos parâmetros associados às características físicas: área, largura e declividade, a metodologia descrita na Tabela 1 foi proposta e estudada em trabalhos anteriores para modelagem hidrológica da área de estudo. Desta forma, maiores detalhes a respeito da metodologia apresentada recomenda-se a leitura de Peplau (2013) e Peplau & Neves (2014).

Figura 6 – Discretização da bacia do riacho do Sapo em 18 sub-bacias



3.2.1 Parâmetros associados ao solo da sub-bacia e seu tipo de cobertura

Conforme apresentado na Tabela 1, seis parâmetros relacionados ao tipo de solo da sub-bacia e à sua cobertura são necessários para a simulação hidrológica no SWMM. A seguir, será apresentada separadamente a metodologia empregada na estimativa de cada parâmetro.

Tabela 1 – Parâmetros requeridos pelo SWWM para simulação hidrológica e síntese das metodologias empregadas

Grupo	Parâmetro	Unidade	Síntese da metodologia
Características físicas	Área	ha	Base cartográfica e AutoCAD 2010.
	Largura	m	Método do retângulo equivalente.
	Declividade	%	Base cartográfica e Spring 5.2.
Solo e tipo de cobertura	% Área Impermeável	%	Ponderação do coeficiente de escoamento.
	n-Impermeável	-	Ponderação do coeficiente de Manning.
	n-Permeável	-	Ponderação do coeficiente de Manning.
	PA-Impermeável	mm	Equação de Kidd (1978).
	PA-Permeável	mm	Baseado nos estudos de Hicks (1944).
	% AI s/armazenamento	%	Recomendações de Gironás <i>et al.</i> (2009).
Armazenamento: SCS	CN	-	Manual TR-55 (USDA, 1986).

- Percentual de área impermeável

Este parâmetro representa a parcela de área impermeabilizada diretamente conectada (AIDC), podendo ser medido em campo ou através de fotografias aéreas que permitam sua identificação. Entretanto, na impossibilidade da aplicação destas duas metodologias, uma aproximação conservadora é a utilização do coeficiente de escoamento do método racional (C) como valor do percentual de área impermeável (Gironás *et al.*, 2009).

Sendo assim, o cálculo do percentual de área impermeável (I) foi realizado através da Equação 1 que pondera pela área (A_i) os coeficientes de escoamento (C_i) adotados para as categorias de uso e cobertura do solo identificados na sub-bacia – que estão apresentados na Tabela 2.

$$I = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i} \cdot 100 \quad \text{Equação 1}$$

Tabela 2 – Valores médios de coeficientes de escoamento

Tipo de uso e cobertura do solo	Coefficiente de escoamento médio (C)
Solo exposto	0,30
Bosques	0,10
Relvas	0,20
Residencial – pequenos lotes	0,75
Residencial – grandes lotes	0,70
Industrial	0,80
Comercial	0,95
Estacionamento	0,95
Solo compactado	0,66
Ruas - ladrilho	0,85
Ruas - asfalto e concreto	0,95

Fonte: ASCE (1994) - Adaptado

- Coeficiente de rugosidade de Manning para superfície impermeável e permeável

O coeficiente de rugosidade reflete a resistência que o escoamento superficial encontra ao se propagar através da superfície da bacia. Ele é necessário porque o SWMM utiliza a equação de Manning na propagação da chuva efetiva na superfície da bacia, sendo preciso fornecer um coeficiente de rugosidade médio para a superfície impermeável e outro para a superfície permeável.

A estimativa deste parâmetro foi realizada conforme a metodologia empregada por Peplau (2013). O autor calculou a média ponderada dos coeficientes de rugosidade para cada categoria de uso e ocupação do solo propostos por Matos (1987) *apud* Martins (2000) (Tabela 3).

Tabela 3 – Valores médios de referência para o coeficiente de Manning

Categoria da superfície	Coeficiente de Manning (n)
Pavimento em concreto	0,014
Solo bem compactado	0,020
Solo mal compactado	0,030
Relvado pobre e disperso	0,030
Pastagens	0,040
Relva densa	0,060
Arbustos médios e pequenos	0,080
Arvoredo	0,200
Tipo de Ocupação	Coeficiente de Manning (n)
Comercial e pequeno industrial	0,015 - 0,035
Residencial (denso)	0,025 - 0,040
Residencial (suburbano)	0,030 - 0,055
Parques	0,040 - 0,080

Fonte: Mattos (1987) *apud* Martins (2000)

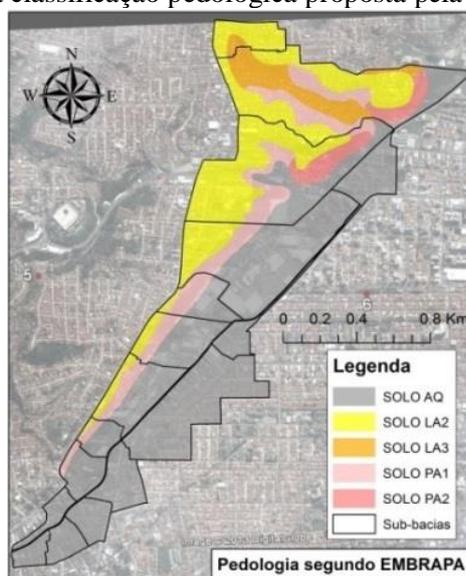
- Profundidade do armazenamento para área impermeável e permeável

A profundidade de armazenamento representa a lâmina d'água total que deve ser armazenada no solo para que a precipitação passe a contribuir diretamente para a geração do escoamento superficial. Para a estimativa desta profundidade nas áreas impermeáveis da bacia foi empregada a Equação 2 (Kidd, 1978 *apud* Huber & Dickinson, 1992) que estabelece a relação entre a profundidade do armazenamento em superfícies impermeáveis (d_{pi} , em pol) e a declividade média da sub-bacia (S , em %).

$$d_{pi} = 0,0303 \cdot S^{-0,49} \quad \text{Equação 2}$$

Já para a estimativa da profundidade de armazenamento em áreas permeáveis, foram adotados os valores de 5,1 mm para regiões da bacia com o solo do tipo Neossolo Quartzarênico (AQ) e 2,5 mm para os solos do tipo Latossolo Amarelo e Associação de Argissolos Amarelo e Vermelho-Amarelo (LA2, LA3, PA1 e PA2), que são os tipos de solo encontrados na bacia do riacho do Sapo, conforme pode ser observado na Figura 7. Estes valores foram adotados com base no trabalho de Hicks (1944) *apud* Huber & Dickinson (1992). Para as sub-bacias localizadas sobre os dois grupos de solo, foi realizada uma ponderação pela área para estimativa da profundidade média do armazenamento na área permeável (d_{pp}).

Figura 7 – Mapa da classificação pedológica proposta pela EMBRAPA (2005)



- Percentual de área impermeável sem armazenamento

Devido à falta de informação relacionada a este parâmetro e à inviabilidade para execução de uma metodologia mais específica, foi adotado um percentual de 25% para a área impermeável sem armazenamento, conforme recomendado por Gironás *et al.* (2009).

3.2.2 Parâmetros associados ao modelo de infiltração

O SWMM permite a modelagem hidrológica através de três diferentes métodos de infiltração: o método do *Soil Conservation Service* (SCS), o método de Horton e o método de Green-Ampt. No presente trabalho, foi empregado o método do SCS devido ao fato deste método necessitar de um único parâmetro, o *curve number* (CN), que pode ser estimado com relativa facilidade. Além disto, o método do SCS foi desenvolvido para modelagem do

escoamento em pequenas bacias urbanas, apresentando-se como o mais promissor para a área de estudo.

Na estimativa do parâmetro CN, três fatores precisam ser avaliados: o uso e cobertura do solo da bacia, o grupo hidrológico do solo e sua condição de umidade (USDA, 1986). A caracterização do uso e cobertura do solo da bacia foi realizada a partir da classificação por interpretação visual de uma imagem de alta resolução espacial (em torno de 1 m). Esta imagem foi obtida do satélite Quickbird e disponibilizada pelo programa Google Earth Pro. Visando elucidar dúvidas na classificação, foi utilizada a ferramenta “Street View” do Google Earth Pro e visitas a campo. A Tabela 4 mostra as onze categorias de uso e cobertura do solo adotadas no trabalho conforme recomendação do SCS e que foram adaptadas à realidade da bacia estudada.

Tabela 4 – Valores de CN adotados conforme o tipo de solo e sua cobertura

Utilização ou cobertura do solo	Grupo Hidrológico	
	B	C
Pastagens ou terrenos em más condições	70,0	80,0
Bosques ou zonas florestais	60,5	73,5
Espaços abertos e relvados	65,0	76,5
Zonas comerciais e de escritórios	92,0	94,0
Zonas industriais	88,0	91,0
Zonas residenciais com lotes < 500 m ²	85,0	90,0
Zonas residenciais com lotes < 1000 m ²	75,0	83,0
Parque de estacionamento	98,0	98,0
Ruas asfaltadas	98,0	98,0
Ruas de paralelepípedos	85,0	89,0
Ruas de terra	82,0	87,0

Fonte: USDA (1986) – Adaptado

Quanto à classificação dos grupos hidrológicos do solo presentes na bacia, foi utilizado novamente o levantamento detalhado dos solos de Maceió elaborado pela EMBRAPA (2005), apresentado na Figura 7. O enquadramento dos solos nos grupos hidrológicos do método do SCS foi realizado com base na classificação proposta por Sartori (2005). Sendo assim foi considerado que os solos do tipo Neossolo Quartzarênico (AQ) e Associação de Argissolos Amarelo e Vermelho-Amarelo (PA1 e PA2) encontrados na bacia pertencem à classe hidrológica C, enquanto que o solo do tipo Latossolo Amarelo (LA2 e LA3) foram classificados como pertencentes à classe hidrológica de solo B.

Quanto à condição de umidade antecedente do solo, foi adotada uma condição média (AMC II), situação em que o solo corresponde à capacidade de campo. Assim, foi obtida a

Tabela 4 que apresenta os valores de CN empregados para as condições estabelecidas (USDA, 1986).

O CN médio de cada sub-bacia foi estimado através da ponderação pela área (A_i) do CN de cada categoria de uso e cobertura do solo aliado ao grupo hidrológico do solo (CN_i) (Equação 3).

$$CN = \frac{\sum CN_i \cdot A_i}{\sum A_i} \quad \text{Equação 3}$$

Após empregar todas as metodologias descritas neste item para modelagem hidrológica da bacia do riacho do Sapo, foi possível estimar os valores apresentados na Tabela 5 para os 9 parâmetros hidrológicos das 18 sub-bacias. O parâmetro percentual de área impermeável sem armazenamento foi considerado igual para todas as sub-bacias ($I=25\%$) e, portanto, não consta na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros hidrológicos do modelo no SWMM estimados sem realizar a calibração

SB	A (ha)	W (m)	S (%)	I (%)	nI	nP	dpi (mm)	dpp (mm)	CN
1	6,32	129,49	6,48	88,30	0,033	0,365	0,31	4,62	79,15
2	41,61	279,49	20,13	78,60	0,036	0,317	0,18	4,65	81,54
3	39,16	309,93	17,90	56,33	0,027	0,342	0,19	5,10	75,82
4	7,19	147,59	2,76	82,83	0,026	0,172	0,47	5,10	85,48
5	0,59	8,48	5,39	99,67	0,014	0,130	0,34	5,10	97,91
6	32,12	265,85	10,23	77,81	0,022	0,404	0,25	5,10	83,65
7	6,98	139,13	15,41	60,94	0,019	0,566	0,20	5,10	81,04
8	3,34	66,05	1,83	92,35	0,027	0,276	0,57	5,10	84,32
9	10,72	221,38	15,38	65,76	0,027	0,372	0,20	5,10	78,57
10	22,31	208,01	1,22	85,70	0,032	0,199	0,70	5,10	82,80
11	10,81	171,66	18,26	78,00	0,025	0,462	0,19	5,10	83,22
12	3,72	182,22	16,37	55,80	0,028	0,662	0,20	5,10	76,86
13	6,67	142,69	1,84	85,20	0,023	0,218	0,57	5,10	84,46
14	5,06	155,98	7,81	61,60	0,021	0,550	0,28	5,10	78,52
15	4,34	199,07	0,91	89,50	0,030	0,290	0,81	5,10	85,74
16	2,81	58,33	3,82	90,20	0,023	0,361	0,40	5,10	86,46
17	3,66	128,73	1,07	93,10	0,032	0,328	0,75	5,10	86,30
18	2,48	86,27	1,37	97,40	0,032	0,289	0,66	5,10	87,85

3.3 Modelagem hidráulica no SWMM

A simulação do transporte hidráulico no SWMM pode ser realizada através de três diferentes métodos de propagação do escoamento: o método do fluxo em Regime Uniforme, o método da Onda Cinemática e o método da Onda Dinâmica. No presente trabalho, foi

empregado o método da Onda Dinâmica visto que, por utilizar as equações completas de Saint Venant, proporciona a simulação dos principais fenômenos governantes do escoamento unidimensional.

O SWMM emprega um sistema de trechos e nós para modelagem hidráulica dos sistemas de drenagem, onde os trechos representam os condutos ou canais de drenagem e os nós podem representar confluências de canais, poços de visita ou elementos de conexão das tubulações. Desta forma, é necessário fornecer ao programa as variáveis relacionadas às principais características do canal, como: as dimensões das seções transversais; os comprimentos dos trechos; e as cotas de fundo dos nós de entrada e saída. Para o presente trabalho, estas informações foram obtidas através de campanhas de levantamento topográfico e visitas a campo ao longo de todo o riacho do Sapo (Peplau & Neves, 2014).

No método da onda dinâmica, o SWMM emprega a equação de Manning para estabelecer a linha de energia no escoamento não permanente gradualmente variado, de forma que é necessário fornecer ainda a característica de rugosidade das paredes dos condutos através do coeficiente de Manning (n-Manning). No presente trabalho, o n-Manning médio para cada trecho foi estimado por meio de visitas a campo e pesquisa na literatura empregando duas diferentes metodologias: o método de Cowan e o método da *American Society of Civil Engineers* (ASCE), que serão apresentadas detalhadamente a seguir.

3.3.1 O método de Cowan

O método de Cowan (Cowan, 1956 *apud* Chow, 1959) é uma metodologia detalhada que se baseia na incrementação de alguns valores que representam os principais fatores que afetam o coeficiente de rugosidade do canal, sendo o n-Manning médio (n) calculado através da Equação 4.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m \quad \text{Equação 4}$$

onde: n_0 é um valor básico para um canal retilíneo, uniforme e regular variando em função do material que compõe a superfície do canal; n_1 é um valor para corrigir os efeitos das irregularidades superficiais; n_2 é um valor para as variações na forma e tamanho da seção transversal do canal; n_3 é um valor para obstruções identificadas no canal; n_4 é um valor para a vegetação e condições de escoamento encontradas no canal; e m é um fator relacionado ao grau de meandrização do canal.

Os valores para cada fator (n_0 , n_1 , n_2 , n_3 , n_4 e m) recomendados por Cowan (1956) *apud* Chow (1959) estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores dos fatores de incrementação utilizados para o cálculo do n-Manning segundo o método de Cowan

Condições do canal		Valores
Material envolvente	Terra	0,020
	Rocha cortada	0,025
	Cascalho fino	0,024
	Cascalho grosso	0,028
Grau de irregularidade	Suave	0,000
	Pequeno	0,005
	Moderado	0,010
	Grave	0,020
Variação na seção transversal do canal	Gradual	0,000
	Alterado ocasionalmente	0,005
	Alterado frequentemente	0,010-0,015
Efeito relativo das obstruções	Insignificante	0,000
	Pequeno	0,010-0,015
	Apreciável	0,020-0,030
	Grave	0,040-0,060
Vegetação	Baixa	0,005-0,010
	Média	0,010-0,025
	Alta	0,025-0,050
	Muito alta	0,050-0,100
Grau de meandrização	Pequeno	1,000
	Apreciável	1,150
	Grave	1,300

Fonte: Cowan (1956) *apud* Chow (1959)

Aplicando o método Cowan, foram adotados os fatores apresentados na Tabela 7 para a composição do n-Manning de todos os trechos do canal do riacho do Sapo. Apesar do canal não ser revestido por terra, foi adotado um valor básico (n_0) de 0,020 pois este é o material disponível na tabela que apresenta o menor fator para o coeficiente de rugosidade, sendo o mais adequado para representar o material de revestimento encontrado na maior parte do canal, o concreto.

O fator n_1 foi estimado nulo pois, considerando que o concreto (revestimento efetivo do canal) é menos irregular do que a terra (revestimento adotado segundo a tabela do método), o valor básico considerado (n_0) já superestimou consideravelmente as irregularidades existentes nas paredes do canal.

O fator n_2 também foi considerado nulo devido ao elevado grau de discretização realizado na modelagem, não existindo, portanto, variações significativas nas características da seção transversal em um mesmo trecho do canal.

Para o fator n_3 , foi adotado um valor de 0,010 em grande parte do canal devido às pequenas obstruções identificadas no fundo do canal, principalmente nos trechos abertos. Para os trechos fechados do canal, foi adotado um valor maior (0,020) devido à menor frequência na limpeza e manutenção, o que causa o surgimento de maiores obstruções como pequenos bancos areia, por exemplo. Por vezes, há ainda a presença de outras obstruções que reduzem a seção transversal dos condutos fechados, como o cruzamento de condutos de redes de abastecimento de água, por exemplo.

Tabela 7 – Valores para os fatores de incremento do n-Manning para todos os trechos do canal do riacho do Sapo estimados segundo o método de Cowan

Trecho*	Tipo	n_0	n_1	n_2	n_3	n_4	m
Cond-001	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-002	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-003	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-004	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-005	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-006	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-007	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-008	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-009	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-010	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-011	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-012	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-012.1	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-013	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-014	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-015	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-016	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-017	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-018	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-019	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-020	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-021	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-022	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-023	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-024	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-025	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-026	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-027	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-028	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1

Cond-029	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-029.1	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-029.2	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-030	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-030.1	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-031	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-032	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-033	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-034	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-035	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-036	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-037	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-038	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-039	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-039.1	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-040	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-041	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-042	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-043	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-044	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-045	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-046	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-047	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-048	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-049	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-050	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-051	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Vertedor	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-051.1	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1
Cond-052	Aberto	0,020	0	0	0,010	0,005	1
Cond-053	Fechado	0,020	0	0	0,020	0,005	1

*Trechos dispostos da nascente (Cond-001) à foz (Cond-053).

Devido à ocorrência de vegetação ao longo do canal, foi considerado um valor de 0,005 para o fator n_4 já que o porte desta vegetação é pequeno. Além disto, a presença desta vegetação não é permanente visto que frequentemente ocorre a limpeza do canal.

Por fim, o fator m foi considerado igual 1 pois, conforme descrito anteriormente, o elevado nível de discretização do canal proporcionou um modelo com trechos curtos e pequeno grau de meandrização.

3.3.2 O método da American Society of Civil Engineers

O método da ASCE (ASCE, 1982 *apud* ASCE, 1994) é recomendado pelo manual do SWMM para a estimativa do n -Manning médio de um conduto. O método está baseado

no uso de uma tabela que fornece um intervalo de valores para o n-Manning de acordo com o tipo de conduto (aberto ou fechado) e com o material utilizado no revestimento.

A Tabela 8 apresenta um recorte da tabela da ASCE contendo as principais categorias de canais e materiais de revestimento encontrados em áreas urbanas. Devido à ausência de informações mais específicas para a estimativa de um valor único dentro do intervalo fornecido pela tabela da ASCE, foi adotado o valor médio para o n-Manning do canal do riacho do Sapo.

Tabela 8 – Valores de n-Manning para diferentes tipos de canais e materiais de revestimento

Material do Conduto	n-Manning
<i>Condutos fechados</i>	
Tubulação de cimento-amianto	0,011 - 0,015
Tijolo	0,013 - 0,017
Tubulação de ferro - Cimento forrado e revestido	0,011 - 0,015
Concretos (monolítico)	
Formas lisas	0,012 - 0,014
Formas rugosas	0,015 - 0,017
<i>Canais abertos</i>	
Canais revestidos	
Asfalto	0,013 - 0,017
Alvenaria	0,012 - 0,018
Concreto	0,011 - 0,020
Pedregulho ou enrocamento	0,020 - 0,035
Vegetal	0,030 - 0,400
Escavado ou dragado	
Terra, reto e uniforme	0,020 - 0,030
Terra, sinuoso, razoavelmente uniforme	0,025 - 0,040
Rocha	0,030 - 0,045
Sem manutenção	0,050 - 0,140

Fonte: ASCE (1982) *apud* ASCE (1994) - Adaptado

Como a maior parte do riacho do Sapo encontra-se revestida por concreto, foi adotada a categoria “Canais revestidos por concreto” com n-Manning médio igual a 0,015 para os trechos abertos do canal. Para os trechos fechados, foi adotada a categoria “Concreto monolítico com forma rugosa” com n-Manning médio igual a 0,016.

Nota-se que as duas categorias propostas pela tabela da ASCE (“canais revestidos por concreto” e “concreto monolítico com forma rugosa”) apresentam valores semelhantes para o coeficiente n-Manning. Isto é coerente visto que ambas as categorias representam o mesmo material, o concreto. Entretanto, apesar de possuírem características de rugosidade semelhantes, o fato do canal fechado apresentar um valor para o n-Manning maior é

apropriado à realidade da bacia visto que, geralmente, nestes trechos do canal, a manutenção é menos frequente, provocando um maior assoreamento e obstrução por vegetação, por exemplo.

A Figura 8 apresenta algumas fotografias de trechos abertos e fechados do riacho do Sapo bem como sua localização na bacia para exemplificar o material de revestimento identificado na maior parte do canal: o concreto.

Figura 8 – Tipo de revestimento característico encontrado ao longo do riacho do Sapo



3.4 Monitoramento hidrológico

O monitoramento da precipitação na bacia do riacho do Sapo foi realizado através de duas estações pluviométricas: “Santa Mônica” e “Feitosa”. A primeira estação está localizada dentro da bacia hidrográfica, em uma região próxima ao exutório, com coordenadas $9^{\circ}39'33,24''S$ e $35^{\circ}43'25,51''O$ (Figura 9-A). Nesta estação foi utilizado um pluviômetro de báscula *Squitter* modelo S1610 com resolução correspondente ao acúmulo de 0,25 mm de chuva para registrar os eventos pluviométricos no período de junho/12 a setembro/14.

Já a estação pluviométrica Feitosa está localizada nas proximidades da bacia, a cerca de 1,5 km de distância, nas coordenadas $9^{\circ}38'35,42''S$ e $35^{\circ}43'43,75''O$ (Figura 9-B). Nesta estação foi utilizado um pluviômetro de báscula *Hydrological Services* modelo TB4 para registrar os eventos de chuva ocorridos no período de março/14 a setembro/14, fornecendo os resultados com uma resolução correspondente ao acúmulo de 0,20 mm de chuva.

Figura 9 – Localização dos equipamentos de monitoramento na bacia do riacho do Sapo



Para o monitoramento do nível de água no riacho do Sapo, foram utilizados sensores de nível instalados em duas estações linimétricas: “Climério Sarmiento” e “Poço”. A estação Climério Sarmiento, localizada nas coordenadas $9^{\circ}39'7.73''S$ e $35^{\circ}43'5.90''O$ (Figura 9-C), monitorou uma seção do canal que drena 65% da bacia. Nela foi utilizado um sensor de nível da fabricante *Global Water* que registrou o nível de água no canal a intervalos de 10 min no período de julho/12 a janeiro/13.

Um segundo sensor de nível, da fabricante *Solinst* modelo *Edge Junior 3001*, foi instalado mais a jusante na estação linimétrica Poço, localizada nas coordenadas $9^{\circ}39'42.75''S$ e $35^{\circ}43'38.03''W$ (Figura 9-D). Este sensor monitorou uma seção que drena 97% da bacia, registrando o nível de água no canal a intervalos de 5 e 10 min no período de outubro/13 a agosto/14.

Ao final do monitoramento, os dados de precipitação e nível d'água no canal foram analisados visando separar os eventos hidrológicos representativos. Inicialmente, intervalos de tempo maiores ou iguais a 4 h sem chuva foram considerados como separadores de eventos pluviométricos. Em seguida, os eventos pluviométricos com intensidade média superior a 3 mm/h e lâmina total precipitada superior a 10 mm, assim como os eventos fluviométricos correspondentes foram considerados eventos hidrológicos representativos (Silveira, 2000). Tais eventos foram utilizados para a posterior etapa de calibração do modelo.

3.5 Calibração do modelo

A calibração do modelo à bacia hidrográfica do riacho do Sapo foi realizada empregando quatro eventos hidrológicos representativos ocorridos entre julho de 2012 e maio de 2014, conforme mostra a Figura 10 e está descrito na Tabela 9, sendo os dois primeiros eventos registrados pela estação linimétrica Climério Sarmento e os dois últimos pela estação linimétrica Poço. Não dispondo de dados de vazão nem da curva-chave para as seções de medição das estações linimétricas, o modelo foi calibrado para os dados de nível de água empregando o método da tentativa e erro.

Figura 10 – Eventos hidrológicos representativos monitorados na bacia do riacho do Sapo

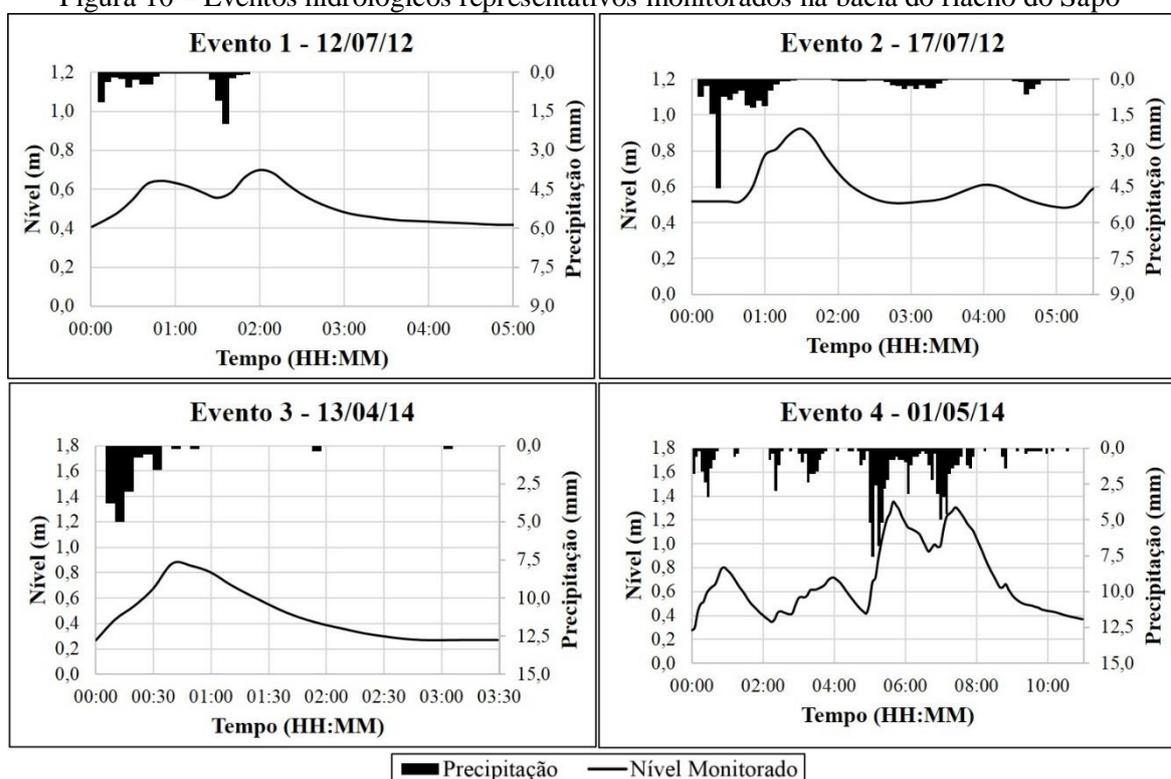


Tabela 9 – Características das chuvas dos eventos hidrológicos representativos

	Evento 1 12/07/12	Evento 2 17/07/12	Evento 3 13/04/14	Evento 4 01/05/14
Volume total (mm)	8,1	20,9	15,8	112,4
Duração total (min)	110	310	185	635
Intensidade (mm/h)	4,42	4,04	5,12	10,62

O modelo foi calibrado para cada evento individualmente tentando obter ao final o melhor ajuste para todos os quatro eventos. A calibração foi realizada em duas etapas, sendo a primeira relativa à 65% da área de montante da bacia, onde foram empregados os eventos 1 e 2 monitorados pela estação linimétrica Climério Sarmento. E depois, na segunda etapa,

foram empregados os eventos 3 e 4 monitorados pela estação limimétrica Poço para a calibração das demais áreas de jusante.

É importante destacar que, apesar do sensor de nível Poço estar localizado próximo à foz do riacho do Sapo, durante a calibração realizada no presente trabalho, foram desconsiderados os efeitos de jusante (efeito do riacho Reginaldo no riacho do Sapo). Esta medida foi adotada com base nas constatações obtidas nos estudos de Peplau (2013) e Peplau & Neves (2014) que avaliaram que os efeitos de jusante próximo à foz do riacho do Sapo são mínimos mesmo para eventos com tempo de retorno (TR) de 50 anos. Além disto, a carência no monitoramento na foz do riacho do Sapo impossibilitou conclusões mais contundentes.

Ressalta-se ainda que, no presente trabalho, realizou-se somente a calibração dos dois parâmetros do modelo estimados com maior incerteza e que apresentam maior sensibilidade, ou seja, aqueles que exercem maior influência sobre os resultados do modelo. Neste caso, foram calibrados os parâmetros percentual de área impermeável e largura característica da sub-bacia, conforme constatado nas análises de sensibilidade realizadas por Garcia & Paiva (2006), Collodel (2009), Shinma (2011), Peplau (2013) e Faria *et al.* (2014).

A análise da qualidade do ajuste foi realizada através da sobreposição dos cotogramas simulados e observados, e também pelo cálculo de três funções objetivo: o coeficiente de correlação de Pearson (R), o erro percentual na profundidade máxima (EP) e o coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe (COE) (Nash & Sutcliffe, 1970), empregando as Equações 5, 6 e 7, respectivamente.

$$R = \frac{cov(P_{obs}, P_{cal})}{\sqrt{var(P_{obs}) \cdot var(P_{cal})}} \quad \text{Equação 5}$$

onde: $cov(P_{obs}, P_{cal})$ é a covariância entre a profundidade observada (P_{obs}) e a profundidade calculada pelo modelo (P_{cal}); $var(P_{obs})$ é a variância da profundidade observada; e $var(P_{cal})$ é a variância da profundidade calculada pelo modelo.

$$EP(\%) = \left(\frac{P_{máx,cal} - P_{máx,obs}}{P_{máx,obs}} \right) \cdot 100 \quad \text{Equação 6}$$

onde: $P_{máx,cal}$ é a profundidade máxima calculada pelo modelo, em m; e $P_{máx,obs}$ é a profundidade máxima observada, em m.

$$COE = 1 - \frac{\sum(P_{obs} - P_{cal})^2}{\sum(P_{obs} - \overline{P_{obs}})^2} \quad \text{Equação 7}$$

onde: P_{obs} é a profundidade observada, em m; P_{cal} é a profundidade calculada, em m; e $\overline{P_{obs}}$ é a média das profundidades observadas, em m.

Esta última função objetivo, o coeficiente de Nash e Sutcliffe, pode variar entre $-\infty$ e 1, sendo o valor 1 indicativo de um ajuste perfeito. Segundo Gottschalk & Motovilov (2000) *apud* Collischonn (2001), o desempenho do modelo é considerado adequado e bom se o valor do coeficiente resultar maior que 0,75, e é considerado aceitável se ficar entre 0,36 e 0,75.

3.6 Medidas para o controle do escoamento

Após a calibração do modelo à atual situação da bacia hidrográfica do riacho do Sapo, foi simulada a implantação de dois diferentes dispositivos para o controle do escoamento: reservatórios de retenção na escala de sub-bacia e microrreservatórios de retenção na escala de lote. Com a finalidade de verificar a eficiência destes dispositivos no controle do escoamento, foram desenvolvidos três diferentes cenários:

- Cenário I: Implantação de reservatórios de retenção na escala de sub-bacia;
- Cenário II: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes residenciais;
- Cenário III: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes específicos da bacia.

Desta forma, foram elaborados três modelos visando à simulação dos três cenários separadamente, ou seja, um modelo para cada um dos cenários.

Para a modelagem e simulação de cada cenário, o dimensionamento dos dispositivos de controle do escoamento (microrreservatórios e reservatórios de retenção) e sua implementação no SWMM foi realizado conforme a metodologia descrita a seguir.

3.6.1 Cenário I: Implantação de reservatórios de retenção na escala de sub-bacia

Para este cenário, foram delineadas três etapas de trabalho: identificação das áreas potenciais para a instalação dos reservatórios de retenção; dimensionamento dos reservatórios de retenção pelo método da curva-envelope; e modelagem com o SWMM. Cada etapa será apresentada a seguir.

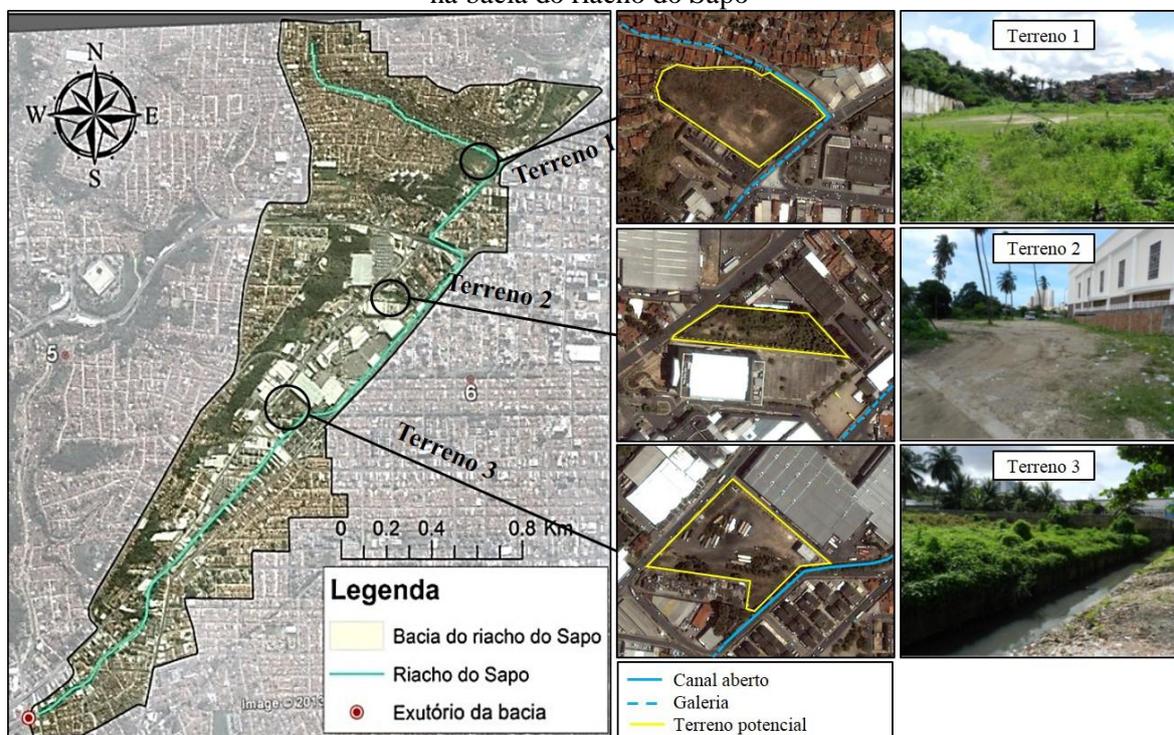
- Identificação das áreas potenciais para a instalação dos reservatórios de detenção

No cenário I é proposta a implantação dos reservatórios de detenção próximo às regiões da bacia mais susceptíveis ao alagamento visando evitar maiores alterações na rede de drenagem existente. Entretanto, visto que a bacia se encontra muito urbanizada e como os reservatórios de detenção para o controle do escoamento de sub-bacias carecem de grandes áreas, a implantação dos reservatórios próximos aos pontos de alagamentos da bacia poderia não ser plenamente atendida.

A identificação das áreas disponíveis para implantação dos reservatórios foi realizada a partir de visitas aos locais, estudos anteriores e análise visual de uma imagem do satélite Quickbird de alta resolução espacial (em torno de 1 m) e disponibilizada pelo programa Google Earth Pro, obtida em fevereiro/2014. Percebeu-se que há três terrenos na bacia com potencial para implantação de reservatórios de detenção.

A Figura 11 apresenta um mosaico contendo a localização dos terrenos potenciais identificados através da imagem de satélite e as respectivas fotografias dos terrenos obtidas *in loco*.

Figura 11 – Localização dos terrenos potenciais para implantação dos reservatórios de detenção na bacia do riacho do Sapo



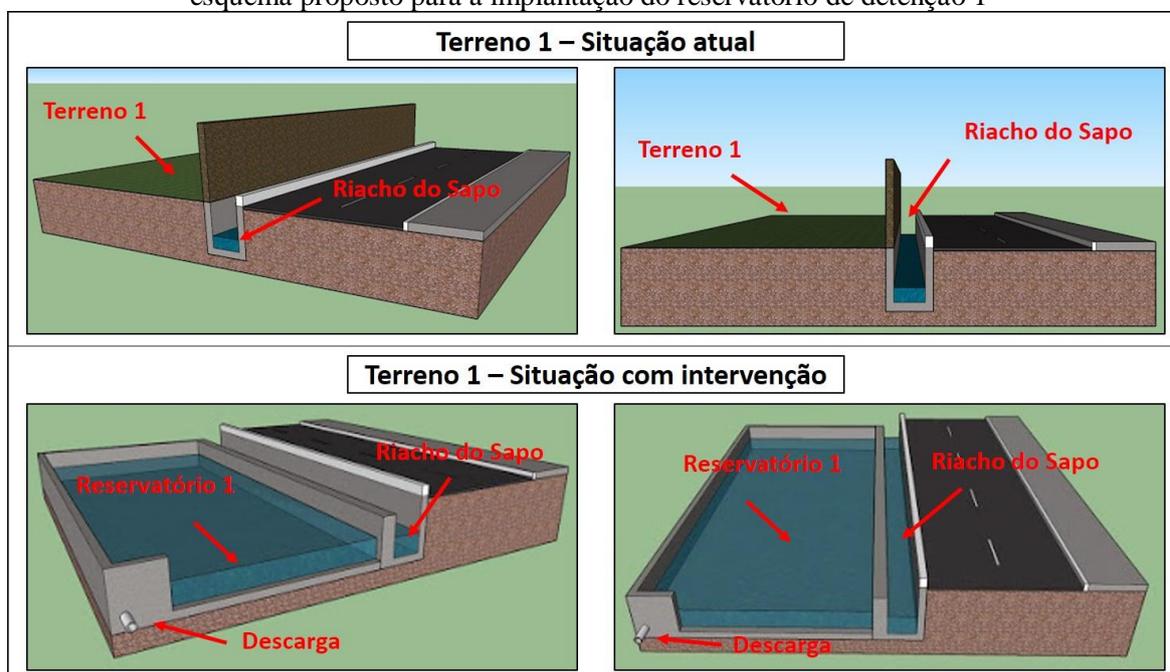
Conforme a Figura 11, os terrenos 1 e 3 estão localizados próximos riacho do Sapo, o que torna menos dispendioso o trabalho de conectar os reservatórios propostos à rede de

drenagem existente. Já o terreno 2 não, sendo necessária assim a ampliação da rede de drenagem existente nesta região caso seja realizada a implantação do reservatório de detenção neste terreno.

O terreno 1 é um campo aberto sem ocupação com área de 15.700 m² e está localizado ao lado de um trecho do riacho do Sapo. Observando a Figura 12 que mostra uma representação do local, nota-se que o terreno está separado do canal apenas por um muro. Diante disto, a proposta de implantação e conexão do reservatório à rede de drenagem seria a retirada do muro e a construção de um vertedor na lateral do canal de forma que, quando o nível d'água no canal excedesse o nível do vertedor, parte do escoamento fosse desviado para o reservatório de detenção 1 instalado ao lado do canal.

Além disso, como o terreno é grande e sua fronteira com o canal é extensa, a solução proposta para a descarga do reservatório de detenção 1 seria a instalação de um orifício com um conduto que conectasse o reservatório diretamente à galeria em um ponto mais a jusante, conforme está representado na Figura 12. Desta forma, a vazão de descarga do reservatório para o canal seria limitada à medida que o nível de água no reservatório fosse aumentando.

Figura 12 – Representação da região da bacia onde está localizado o terreno 1 na situação atual e esquema proposto para a implantação do reservatório de detenção 1



O terreno 2 também é um campo aberto com área de 6.280 m². No entanto, este terreno não está localizado nas proximidades do riacho do Sapo. Desta forma, para implantação do reservatório de detenção seria necessário fazer alterações na rede de

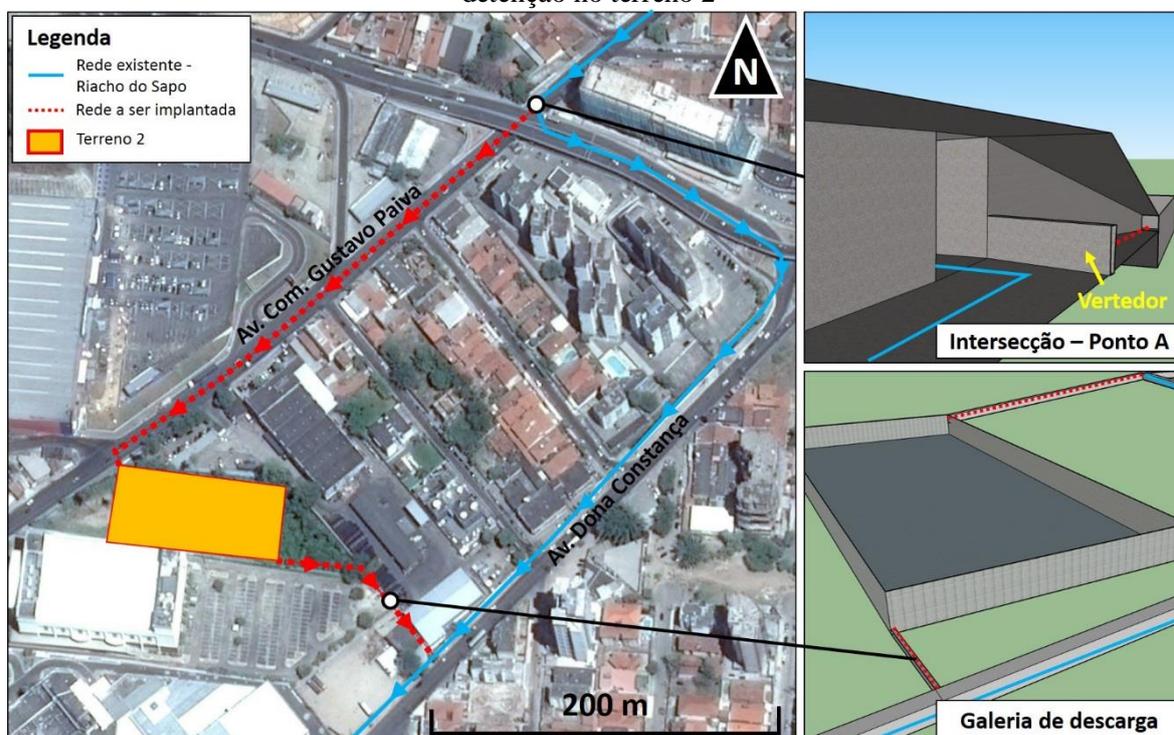
drenagem existente. A Figura 13 apresenta uma ilustração contendo a situação da rede existente e a situação proposta para implantação do reservatório de detenção 2.

Inicialmente, seria instalado um vertedor lateral no ponto A da galeria principal do riacho do Sapo, conforme indicado na Figura 13. Além do vertedor, seria implantada também uma nova galeria sob a Av. Com. Gustavo Paiva de maneira a conectar (no ponto A) a galeria principal do riacho do Sapo ao reservatório de detenção construído no terreno 2. Desta forma, quando o nível d'água na galeria principal do riacho do Sapo excedesse o nível do vertedor, parte do escoamento seria desviado para o reservatório de detenção 2 através da galeria de conexão, aliviando assim o fluxo na galeria principal.

Por fim, para transportar as águas do reservatório de detenção 2 novamente ao riacho do Sapo, foi proposta a construção de uma nova galeria de aproximadamente 140 m de extensão, conectando o reservatório ao canal conforme pode ser observado na Figura 13.

Mesmo diante de todas as dificuldades técnicas para a instalação deste reservatório de detenção, optou-se pela consideração desta solução no cenário I visto que a disponibilidade de espaços livres potenciais para instalação de reservatórios ser escassa na bacia do riacho do Sapo.

Figura 13 – Esquema do sistema de drenagem proposto para a implantação do reservatório de detenção no terreno 2

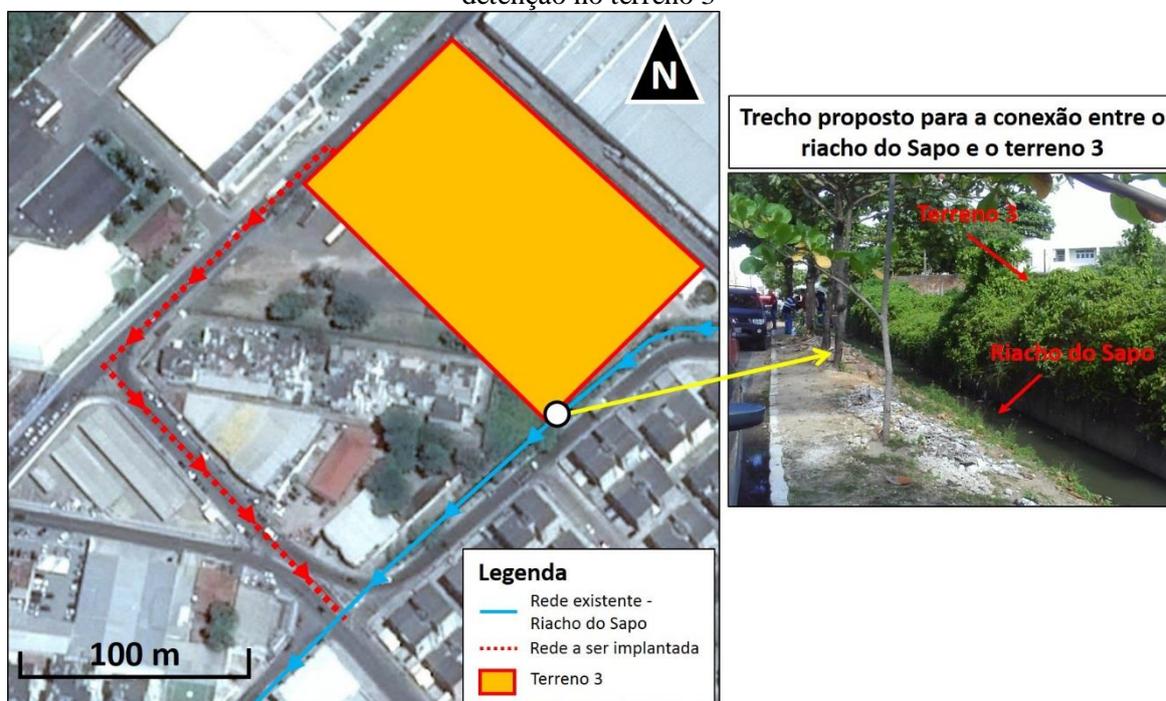


O terceiro terreno com potencial para a implantação de um reservatório de detenção possui uma área total de 15.180 m² e apresenta dois tipos de ocupação: uma região de 1.170 m² correspondente a um campo aberto com vegetação densa e uma área aberta de 14.010 m² onde funciona um estacionamento.

A localização do terreno 3 nas proximidades do riacho do Sapo favorece à elaboração de um esquema semelhante ao do reservatório de detenção 1. Assim, a solução proposta foi a implantação de um vertedor na lateral do riacho do Sapo. Desta forma, quando o nível no canal exceder o nível do vertedor, parte do escoamento seria transferido para o reservatório, aliviando o fluxo no riacho.

A Figura 14 apresenta a localização do terreno 3 em relação ao riacho do Sapo. Como o terreno está na lateral do canal principal do riacho do Sapo o esquema proposto para conectar o riacho ao reservatório 3 foi semelhante ao proposto para o para o reservatório 1, apresentado na Figura 12. No entanto, para a descarga do reservatório, como a fronteira entre o terreno e o canal não é tão extensa, foi proposta a implantação de uma galeria de aproximadamente 260 m de extensão para conectar o reservatório 3 ao riacho do Sapo, conforme pode ser observado na Figura 14.

Figura 14 – Esquema do sistema de drenagem proposto para a implantação do reservatório de detenção no terreno 3



- Dimensionamento dos reservatórios de detenção

O dimensionamento dos reservatórios de detenção foi realizado empregando o método da curva envelope, que consiste na comparação da curva dos volumes acumulados afluentes com a curva dos volumes acumulados efluentes dos reservatórios, sendo a diferença máxima entre essas curvas o volume de armazenamento necessário para o reservatório.

O volume afluente representa todo o volume de água que chega a um ponto de interesse a partir da ocorrência de uma determinada chuva. No presente trabalho, os pontos de interesse representam os três terrenos com potencial para implantação dos reservatórios de detenção identificados anteriormente. Sendo assim, para estimar os volumes que afluem aos reservatórios para diferentes chuvas, foi empregada a Equação 8 que estima o volume afluente (V_a) a partir da lâmina precipitada total (P), da área da bacia de contribuição (A) e de seu coeficiente de escoamento (C do método racional).

$$V_a = P \cdot A \cdot C \quad \text{Equação 8}$$

A variável lâmina precipitada total da Equação 8 foi estabelecida através da curva precipitação-duração-frequência (PDF) que estima a lâmina máxima precipitada de uma chuva com base em sua duração e frequência. Sendo assim, foi empregada a equação desenvolvida por Pfafstetter (1982), ajustada ao município de Maceió (Equação 9), utilizando um tempo de retorno (TR) de 50 anos que é a recomendação mínima para estruturas de macrodrenagem fornecida pelo DAEE/CETESB (1980).

$$P = TR^{\left(\alpha + \frac{\beta}{TR^{0,25}}\right)} \cdot [0,5 \cdot t + 29 \cdot \log(1 + 10 \cdot t)] \quad \text{Equação 9}$$

onde: P é a lâmina precipitada máxima, em mm; TR é o tempo de retorno, em anos; α e β são variáveis que dependem da duração da chuva; e t é a duração da chuva, em h.

A área da bacia de contribuição para cada reservatório de detenção foi obtida através da análise da base cartográfica oficial de Maceió (Maceió, 1999) empregando o programa AutoCAD 2010, enquanto o coeficiente de escoamento das bacias foi calculado com base na caracterização do uso e cobertura do solo já descrito anteriormente no subitem 3.2.2. Com base nesta caracterização, foi utilizada a Tabela 2 elaborada pela ASCE para relacionar cada categoria de uso e cobertura do solo a um valor de coeficiente de escoamento. Em seguida a Equação 10 foi empregada para ponderar um valor médio do coeficiente de escoamento para cada bacia de contribuição.

$$C_m = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i} \quad \text{Equação 10}$$

onde: C_m é o coeficiente de escoamento médio da bacia de contribuição; C_i é o valor do coeficiente de escoamento para cada categoria de uso e cobertura do solo (fornecido pela Tabela 2); e A_i é a área da bacia de contribuição que apresenta categoria de uso e cobertura do solo com coeficiente de escoamento C_i , em m^2 .

Por outro lado, o volume efluente representa todo o volume de água que é evacuado do reservatório de detenção durante seu funcionamento. Assim, para estimar o volume que deve ser evacuado, deve-se avaliar a capacidade do canal no trecho de descarga do reservatório de detenção.

No presente trabalho, a curva dos volumes efluentes foi elaborada com base nas vazões específicas de restrição estimadas por Peplau (2013) e Peplau & Neves (2014) nos três pontos de descarga dos reservatórios de detenção proposto, conforme apresentado na Tabela 10. Segundo o autor, caso ocorra um evento pluviométrico máximo com tempo de retorno de 50 anos e duração correspondente ao tempo de concentração da bacia de contribuição, haverá alagamento no ponto de análise se a vazão de restrição (Tabela 10) for superada.

Tabela 10 - Vazão específica de restrição para que não ocorra alagamento no ponto de descarga dos reservatórios 1, 2 e 3 a partir de uma chuva máxima com TR de 50 anos e duração correspondente ao tempo de concentração da bacia de contribuição

Ponto de descarga*	Vazão específica (TR=50 anos) (L/s/ha)
1	114,80
2	74,40
3	65,70

*O número do ponto de descarga indica o reservatório correspondente.

Fonte: Peplau (2013)

De posse destes dados, foi empregada a Equação 11 para calcular o volume efluente (V_e) a partir da vazão de específica de restrição (Q_r) fornecida pela Tabela 10, da área da bacia de contribuição (A) já calculada e da duração da chuva (t).

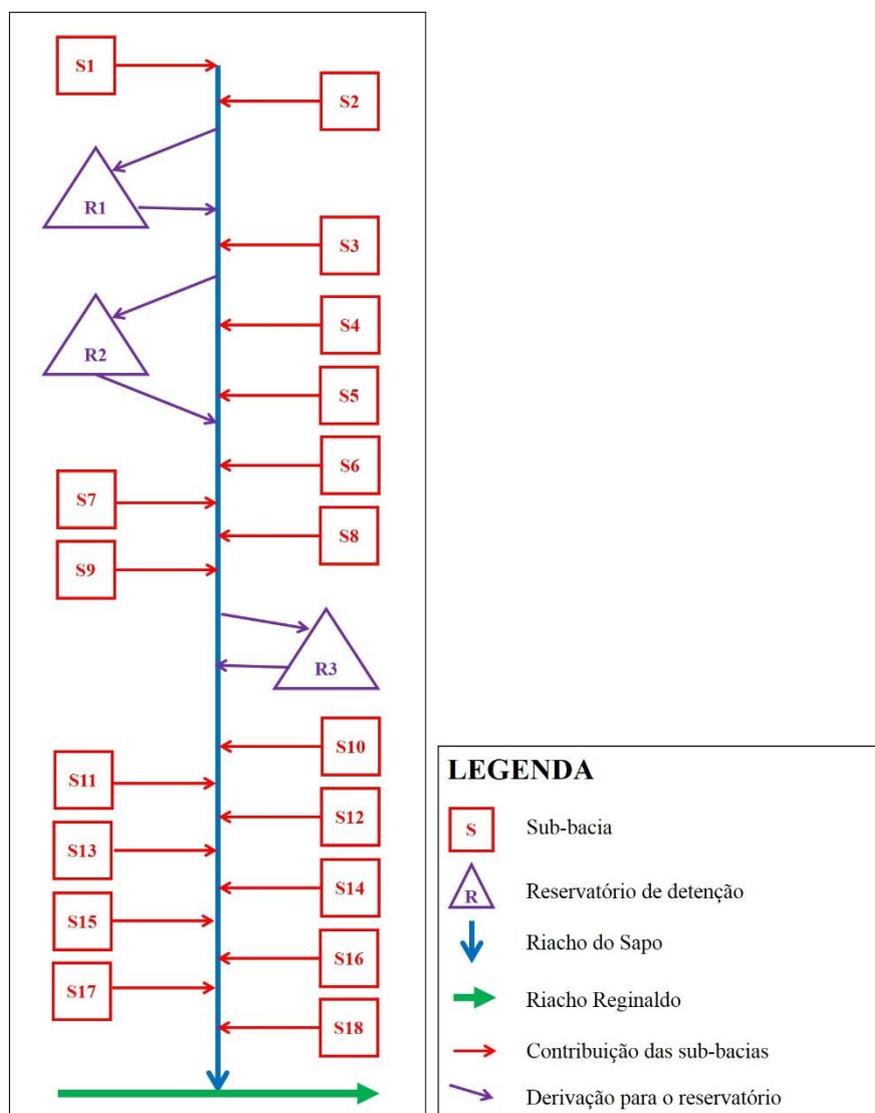
$$V_e = Q_r \cdot A \cdot t \quad \text{Equação 11}$$

Salienta-se que, no caso dos reservatórios de detenção 2 e 3, o volume afluente não é composto apenas pelo escoamento superficial gerado na bacia de contribuição, mas também pelo volume evacuado do reservatório situado a montante. Desta forma, as curvas

dos volumes que afluem aos reservatórios 2 e 3 foram traçadas a partir da soma das curvas traçada com base na Equação 8 com a curva de volumes efluentes do reservatório situado a montante.

O diagrama unifilar da bacia do riacho do Sapo apresentado na Figura 15 permite uma melhor visualização da situação apresentada no cenário I. Nota-se, por exemplo, que o volume afluente ao reservatório de detenção 2 (R2) corresponde à soma do volume escoado da sub-bacia 3 (S3) com o volume evacuado do reservatório de detenção 1 (R1). De maneira análoga, o volume afluente ao reservatório de detenção 3 (R3) corresponde à soma dos volumes escoados das sub-bacias 4 a 9 com o volume evacuado do reservatório de detenção 2 (R2).

Figura 15 – Diagrama unifilar da bacia do riacho do Sapo no cenário I.



Empregando esta metodologia, foram obtidos os três pares de curvas dos volumes acumulados afluentes e efluentes (Figura 16, Figura 17 e Figura 18), sendo cada um dos conjuntos relativo a um reservatório de detenção proposto.

Figura 16 – Curva envelope obtida para o reservatório de detenção 1

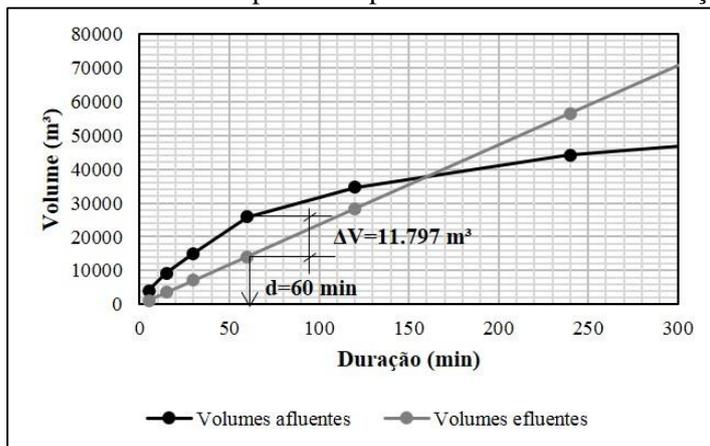


Figura 17 – Curva envelope obtida para o reservatório de detenção 2

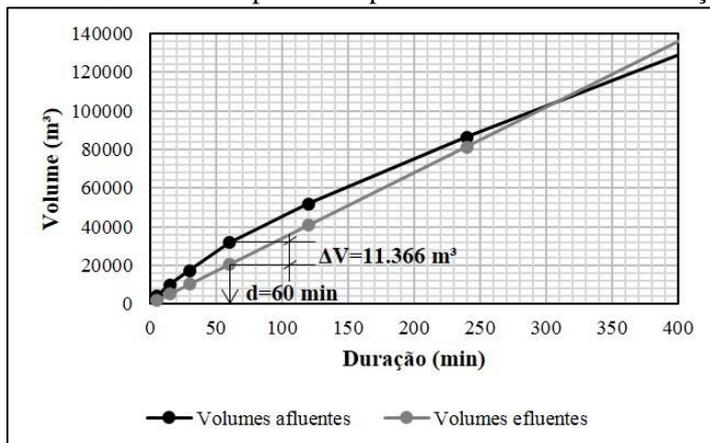
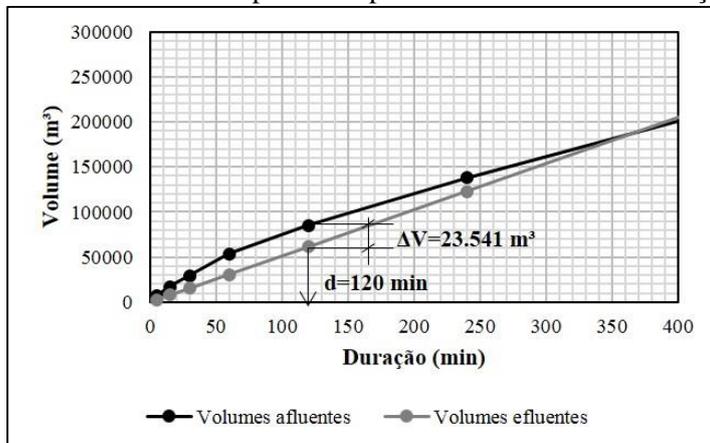


Figura 18 – Curva envelope obtida para o reservatório de detenção 3



Obtidas as curvas dos volumes acumulados afluentes e efluentes, foi possível estimar o volume dos reservatórios de detenção a partir da medição da máxima diferença entre as duas curvas, conforme está apresentado na Figura 16, Figura 17 e Figura 18.

A Tabela 11 apresenta um resumo contendo o volume dos reservatórios de detenção estimado pelo método da curva envelope (V_e), assim como suas dimensões e volume real (V_r) (volume obtido a partir das dimensões adotadas, devendo ser maior ou igual ao volume calculado). A geometria dos reservatórios foi considerada prismática retangular, tendo em vista as características dos terrenos.

Tabela 11 - Características dos três reservatórios dimensionados através do método da curva envelope

Reservatório	V_e (m ³)	Dimensões* (m)	V_r (m ³)
1	11.797	a = 80,00; b = 74,00; h = 2,00	11.840
2	11.366	a = 100,00; b = 43,00; h = 2,70	11.610
3	23.541	a = 116,00; b = 85,00; h = 2,40	23.664

*a = base maior; b = base menor; e h=altura.

- Modelagem do cenário I no SWMM

A curva envelope é um método rápido e fácil para o dimensionamento dos reservatórios. No entanto, não é capaz de simular a dinâmica conjunta do escoamento nos sistemas de drenagem conectados. É necessário, para um dimensionamento mais realista, simular o efeito da aplicação dos reservatórios nas redes circundantes aos mesmos.

Desta forma, foi realizada a modelagem do cenário I com o programa SWMM utilizando seus elementos “unidade de armazenamento”, “vertedor” e “orifício”. Além destes elementos, foram utilizados também os elementos “nós” e “condutos” para a modelagem das redes de drenagem que foram ampliadas nas situações necessárias (como na implantação do reservatório 2, por exemplo).

O elemento “unidade de armazenamento” do SWMM é utilizado para modelar pequenos ou grandes sistemas de armazenamento como reservatórios de detenção e lagos, por exemplo. A propriedade volumétrica desta unidade é representada por uma função ou tabela que relaciona a área superficial à profundidade (relação cota-área). Assim, com base nas formas e dimensões dos reservatórios definidas anteriormente (Tabela 11), foi possível fornecer a relação tabular cota-área dos três reservatórios de detenção para o SWMM que seriam empregadas para estabelecer suas curvas de armazenamento, conforme está apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 - Relações cota-área fornecidas ao SWMM para o estabelecimento das curvas de armazenamento dos reservatórios de detenção do cenário I

Reservatório	Forma	Cota (m)	Área (m²)	Observação
1	Prisma retangular	0,0	5.920	Base
		2,0	5.920	Topo
2	Prisma retangular	0,0	4.300	Base
		2,7	4.300	Topo
3	Prisma retangular	0,0	9.860	Base
		2,4	9.860	Topo

O elemento “vertedor” é utilizado no SWMM para simular estruturas de desvio do fluxo em um sistema de drenagem. Desta forma, este elemento foi empregado para modelar os vertedores projetados nos três reservatórios de detenção. Os principais parâmetros solicitados pelo SWMM para modelagem dos vertedores são: o tipo de vertedor, a forma da seção transversal, o comprimento, a altura e o coeficiente de descarga. A Tabela 13 apresenta um resumo das propriedades empregadas na modelagem dos vertedores dos três reservatórios de detenção no SWMM.

Tabela 13 – Parâmetros empregados para modelagem dos vertedores do cenário I no SWMM

Vertedor*	Tipo	Forma	Comprimento (m)	Altura (m)	Coefficiente de descarga
1	Lateral	Retangular	78,50	1,00	1,80
2	Lateral	Retangular	20,00	0,20	1,80
3	Lateral	Retangular	8,00	1,00	1,80

*O número do vertedor indica o reservatório onde foi instalado.

O valor para o coeficiente de descarga foi considerado 1,80 segundo recomendações de Rossman (2010) para modelagem de vertedores retangulares de parede espessa no SWMM. Salienta-se ainda que o elevado comprimento do vertedor 1 foi dimensionado tendo em vista que há uma extensa fronteira entre o riacho do Sapo e o terreno 1 que possibilita a implantação de um vertedor com esta dimensão de comprimento.

Por fim, o elemento “orifício” do SWMM foi utilizado para modelar as descargas de fundo dos reservatórios de detenção. Os orifícios foram dimensionados visando otimizar o funcionamento do sistema de drenagem. Ou seja, foram projetados de forma que os volumes evacuados dos reservatórios de detenção não superassem a capacidade de transporte do canal a jusante ao mesmo tempo em que a lâmina de água máxima armazenada em cada reservatório de detenção durante uma chuva com tempo de retorno de 50 anos e duração

igual ao tempo de concentração da bacia de contribuição fosse próxima à profundidade máxima de projeto.

Desta forma, foram obtidos os parâmetros apresentados na Tabela 14 para modelagem dos orifícios no SWMM.

Tabela 14 – Parâmetros empregados para modelagem dos orifícios do cenário I no SWMM

Orifício*	Forma	Dimensões (m)	Coefficiente de descarga
1	Retangular	0,60 x 0,60	0,65
2	Retangular	0,50 x 0,50	0,65
3	Retangular	0,20 x 0,20	0,65

*O número do orifício indica o reservatório onde foi instalado.

O valor para o coeficiente de descarga foi considerado 0,65, segundo recomendações de Rossman (2010) para modelagem de orifícios no SWMM.

3.6.2 Cenário II: Implantação de microrreservatórios de detenção em lotes residenciais

Neste cenário, foi proposta a implantação de microrreservatórios de detenção em todos os lotes residenciais localizados na bacia do riacho do Sapo. Sendo assim, para modelagem deste cenário, foram estabelecidas três etapas de trabalho: dimensionamento do lote padrão; dimensionamento dos microrreservatórios de detenção; e modelagem do cenário II no SWMM. Cada etapa será descrita detalhadamente a seguir.

- Dimensionamento do lote padrão

O dimensionamento do lote padrão foi realizado com base nas características dos lotes residenciais existentes na bacia do riacho do Sapo. No entanto, como a bacia apresenta uma ocupação residencial com características muito variadas, foi definido um lote padrão para cada sub-bacia, visto que nestas unidades hidrológicas as características dos lotes são mais uniformes.

Para o cálculo das dimensões do lote padrão, inicialmente, foram separadas 18 amostras de lotes, sendo 1 amostra para cada sub-bacia da bacia do riacho do Sapo. As amostras foram obtidas através da seleção aleatória de lotes existentes nas sub-bacias. A seleção foi realizada através da ferramenta “Generate Random Point” da extensão “Hawths Tools” do programa ArcGis 10.1. Esta ferramenta gerou pontos aleatórios dentro das áreas residenciais das sub-bacias em uma taxa de 1 ponto a cada 2.000 m². Cada ponto assinalou

uma residência que passou a fazer parte da amostra. Por fim, as dimensões do lote padrão para cada sub-bacia foi calculada a partir da média aritmética das dimensões dos lotes de cada amostra. A Tabela 15 apresenta os resultados obtidos para as 18 sub-bacias.

Tabela 15 – Características do lote padrão e informações obtidas durante seu dimensionamento

SB*	Área residencial (ha)	Amostra (nº de lotes)**	Dimensões do lote padrão (m)	Área do lote padrão (m ²)	Nº de lotes padrão
1	3,59	18	8,00 x 13,00	104,0	346
2	28,73	144	7,00 x 14,00	98,0	2932
3	9,71	49	8,00 x 19,00	152,0	639
4	2,73	14	14,00 x 28,00	420,0	66
5	0,00	0	---	---	---
6	6,10	31	10,00 x 20,00	200,0	305
7	0,42	3	9,00 x 17,00	153,0	28
8	1,54	8	10,00 x 20,00	200,0	78
9	3,09	16	9,00 x 18,00	162,0	191
10	12,65	64	11,00 x 22,00	242,0	523
11	2,90	15	11,00 x 15,00	165,0	176
12	0,98	5	8,00 x 17,00	136,0	73
13	1,67	9	10,00 x 24,00	240,0	70
14	0,51	3	11,00 x 22,00	242,0	22
15	2,37	12	6,00 x 16,00	96,0	247
16	0,81	5	8,00 x 17,00	136,0	60
17	2,22	12	9,00 x 15,00	135,0	165
18	1,52	8	8,00 x 13,00	104,0	147

*SB – Sub-bacia.

**Valor obtido com arredondamento para cima, visando obter uma amostra mais representativa.

A Figura 19 exemplifica a metodologia descrita aplicada à sub-bacia 2. A figura mostra a zona residencial (em vermelho) da sub-bacia que abrange uma área de aproximadamente 287.300 m². Considerando uma densidade de 1 ponto a cada 2.000 m², foram gerados 144 pontos (em amarelo) pela ferramenta “Generate Random Point” para compor a amostra. Sobrepondo estes pontos à imagem de satélite, foram obtidos 144 lotes para a estimativa das dimensões do lote padrão da sub-bacia 2.

Figura 19 – Amostra obtida para a estimativa das dimensões do lote padrão da sub-bacia 2



- Dimensionamento dos microrreservatórios de detenção

Para que fossem modelados os microrreservatórios de detenção no SWMM, foi necessário anteriormente calcular seus volumes de detenção. Desta forma, foi utilizado novamente o método da curva envelope, conforme apresentado no subitem anterior para o dimensionamento dos reservatórios de detenção do cenário I.

No dimensionamento dos microrreservatórios de detenção do cenário II, o volume afluente, que representa todo o volume de água que chega ao microrreservatório, foi calculado empregando a Equação 12 que estima o volume afluente (V_a) a partir da lâmina precipitada total (P), da área da bacia de contribuição (A) e de seu coeficiente de escoamento (C do método racional).

$$V_a = P.A.C \quad \text{Equação 12}$$

A variável lâmina precipitada total (P) da Equação 12 foi estabelecida através da curva precipitação-duração-frequência (PDF) que estima a lâmina máxima precipitada de uma chuva com base em sua duração e frequência. Sendo assim, foi empregada a equação desenvolvida por Pfafstetter (1982), ajustada ao município de Maceió (Equação 9), utilizando um tempo de retorno (TR) de 5 anos conforme recomendações fornecidas pelo DAEE/CETESB (1980) para estruturas de microdrenagem.

O tempo de retorno adotado levou em consideração também o trabalho de Tassi & Villanueva (2004) onde foi avaliado o efeito da colocação de microrreservatórios de detenção em lotes padrão na macrodrenagem de uma bacia de 9,8 km². Foram simulados lotes-padrão distribuídos em toda a bacia, dimensionados para liberarem múltiplos da vazão de pré-urbanização e uma análise conjunta da eficiência do controle do escoamento e dos custos globais de implantação (microrreservatórios e rede de condutos) foi realizada, comparando também duas combinações de tempos de retorno. Os autores recomendam o tempo de retorno de 5 anos para o dimensionamento de microrreservatórios e da microdrenagem, e tempo de retorno de 10 anos para a macrodrenagem.

A área da bacia de contribuição para cada microrreservatório de detenção representa a área do lote padrão que já foi obtida anteriormente e está apresentada na Tabela 15. E, por fim, o coeficiente de escoamento (C) do lote foi estimado em 0,75 conforme recomendação da ASCE (1994) para pequenos lotes residenciais (Tabela 2).

Por outro lado, o volume efluente, que representa todo o volume de água que é evacuado do reservatório de detenção durante seu funcionamento, foi estimado com base na

vazão de pico do lote na situação pré-ocupação. A Equação 13 apresenta a relação empregada no presente trabalho para o cálculo da vazão de restrição (Q_r) a partir da vazão de pico pré-ocupação (Q_p) e da área do lote padrão (A).

$$Q_r = \frac{Q_p}{A} = \frac{C.I.A}{A} = C.I \quad \text{Equação 13}$$

Tendo em vista que os lotes apresentam áreas inferiores a 2 km², o método racional foi empregado para a estimativa da vazão de pico dos lotes na situação pré-ocupação. Neste caso, o coeficiente de escoamento (C) foi adotado igual a 0,10 visto que, como não há registro do tipo de uso cobertura do solo existente antes da ocupação, uma estimativa conservadora foi supor uma cobertura do tipo bosque, parque ou campo de esporte.

Por fim, foi empregada a Equação 14 para calcular o volume efluente (V_e) a partir da vazão de específica de restrição (Q_r) fornecida pela Equação 13, da área do lote padrão (A) já calculada e da duração da chuva (t).

$$V_e = Q_r.A.t \quad \text{Equação 14}$$

Empregando esta metodologia, foram obtidos 17 pares de curvas dos volumes acumulados afluentes e efluentes, sendo um par para cada lote padrão. Destaca-se que, para a sub-bacia 5 não foi dimensionado um lote padrão pois esta sub-bacia não apresenta área residencial.

Obtidas as curvas dos volumes acumulados afluentes e efluentes, foi possível estimar o volume dos microrreservatórios de detenção a partir da medição da máxima diferença entre as duas curvas. A Tabela 16 apresenta um resumo contendo o volume dos microrreservatórios de detenção estimado para os 17 microrreservatórios de detenção (V_e), assim como suas dimensões e volume real (V_r).

A geometria de todos os microrreservatórios foi definida como cilíndrica, tendo em vista a disponibilidade de reservatórios e cisternas com esta geometria e dimensões variadas no mercado, conforme pode ser observado na Figura 20.

Tabela 16 - Características dos microrreservatórios do cenário II dimensionados através do método da curva envelope

Microrreservatório*	Ve (m ³)	Dimensões** (cm)	Vr (m ³)
1	2,82	d = 160; h = 150	3,02
2	2,65	d = 150; h = 150	2,65
3	4,11	d = 190; h = 150	4,25
4	11,37	d = 320; h = 150	12,06
5	0,00	---	---
6	5,41	d = 220; h = 150	5,70
7	4,14	d = 190; h = 150	4,25
8	5,41	d = 220; h = 150	5,70
9	4,39	d = 200; h = 150	4,71
10	6,55	d = 240; h = 150	6,79
11	4,47	d = 200; h = 150	4,71
12	3,68	d = 180; h = 150	3,82
13	6,50	d = 240; h = 150	6,79
14	6,55	d = 240; h = 150	6,79
15	2,60	d = 150; h = 150	2,65
16	3,68	d = 180; h = 150	3,82
17	3,65	d = 180; h = 150	3,82
18	2,82	d = 160; h = 150	3,02

*O número do microrreservatório refere-se à sub-bacia onde foi implantado.

**d=diâmetro da base; e h=altura.

Figura 20 – Exemplos de reservatórios cilíndricos comercializados com dimensões variadas. (Fonte: Jr Ambiental, 2015; Exausystems, 2015; e Acqualimp, 2015)



- Modelagem do cenário II no SWMM

A modelagem dos microrreservatórios de retenção do cenário II foi realizada através do elemento “cisterna” da ferramenta “Controles por Dispositivos de Baixo Impacto (LID)” do SWMM. Este elemento permite subtrair parte do escoamento superficial gerado em uma região por meio de um processo artificial de retenção, podendo simular assim processos

como a retenção temporária de água da chuva escoada de edificações proporcionada por microrreservatórios de detenção.

Para modelagem de microrreservatórios de detenção através do elemento “cisterna” é necessário informar ao modelo suas propriedades de armazenamento e descarga. O processo de armazenamento no microrreservatório foi simulado fornecendo ao modelo a altura de armazenamento (h) e a área do elemento “cisterna”. Já a modelagem do processo de descarga do microrreservatórios foi realizada através da Equação 15, sendo necessário fornecer ao modelo o coeficiente de escoamento (C), o desnível entre o fundo do microrreservatório e a geratriz inferior do dreno (H_d) e o expoente n.

$$q = C \cdot (h - H_d)^n \quad \text{Equação 15}$$

onde: q é vazão de descarga, em mm/h; e h é a altura da água armazenada, em mm. Ambas as variáveis são calculadas pelo modelo.

Desta forma, foram criados 18 elementos “cisterna” para simular os microrreservatórios dos 18 lotes padrão. Os valores das variáveis estimados para a modelagem dos microrreservatórios estão apresentadas na Tabela 17.

Tabela 17 - Parâmetros empregados para modelagem dos microrreservatórios de detenção do cenário II no SWMM

Microrreservatório*	H (mm)	C ($10^3 \cdot \sqrt{\text{mm/h}}$)	H_d (mm)	n
1	1.500	1,27	0,00	0,5
2	1.500	1,34	0,00	0,5
3	1.500	0,87	0,00	0,5
4	1.500	0,31	0,00	0,5
5	---	---	---	---
6	1.500	0,66	0,00	0,5
7	1.500	0,86	0,00	0,5
8	1.500	0,66	0,00	0,50
9	1.500	0,81	0,00	0,5
10	1.500	0,54	0,00	0,5
11	1.500	0,80	0,00	0,5
12	1.500	0,97	0,00	0,5
13	1.500	0,55	0,00	0,5
14	1.500	0,54	0,00	0,5
15	1.500	1,37	0,00	0,5
16	1.500	0,97	0,00	0,5
17	1.500	0,98	0,00	0,5
18	1.500	1,27	0,00	0,5

*O número do microrreservatório refere-se à sub-bacia onde foi implantado.

As alturas máximas de armazenamento (H) foram adotadas conforme o dimensionamento anteriormente realizado e apresentado na Tabela 16. O coeficiente de escoamento foi calculado conforme a Equação 16 e o expoente n foi adotado igual a 0,5 para que o dreno profundo funcionasse como um orifício, conforme recomendação de Rossman (2010).

$$C = m \cdot \frac{A_d}{A_m} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \quad \text{Equação 16}$$

onde: m é o coeficiente contração, tomado igual a 0,60; A_d é área da seção do dreno profundo, em m²; A_m é a área da seção do microrreservatório, em m²; e g é a aceleração da gravidade, adotada igual a 9,81 m/s².

Além da modelagem dos microrreservatórios de retenção, foi necessário também informar ao modelo o percentual da área impermeável de cada sub-bacia que apresentaria controle do escoamento através dos microrreservatórios. Para tal foi empregada a Equação 17 que relaciona a área residencial de cada sub-bacia (apresentada na Tabela 15) à sua área impermeável (A.I).

Salienta-se que o parâmetro percentual de área impermeável (I) de todas as sub-bacia foi adotado conforme o modelo calibrado, que será apresentado e discutido no capítulo posterior.

$$I_c = \frac{A_r}{A \cdot I} \cdot 100 \quad \text{Equação 17}$$

onde: I_c é o percentual de área impermeável com controle do escoamento; A_r é a área residencial da sub-bacia, em ha (conforme a Tabela 15); A é a área total da sub-bacia, em ha; e I é o parâmetro percentual de área impermeável da sub-bacia adotado para o cenário sem controle do escoamento.

3.6.3 Cenário III: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes específicos da bacia

No cenário III foi proposta a implantação de microrreservatórios de retenção nos lotes que ocupam uma área significativa da bacia e que apresentaram um expressivo aumento na impermeabilização do solo. Este cenário corresponde a uma proposta intermediária entre

o cenário I, onde foi empregada uma medida de controle na escala de sub-bacia, e o cenário II, onde foi empregada uma medida de controle na escala de lote.

Foram considerados lotes propensos à implantação dos microrreservatórios de retenção aqueles com área superior a 5% da área da sub-bacia e que, entre os anos de 2002 e 2014, provocaram uma considerável impermeabilização do solo do lote. Desta forma, para a elaboração deste cenário, foram delineadas três etapas de trabalho: identificação dos lotes propensos à implantação dos microrreservatórios; dimensionamento dos microrreservatórios de retenção; e modelagem do cenário III no SWMM. Cada etapa será descrita detalhadamente a seguir.

- Identificação dos lotes propensos à implantação dos microrreservatórios

A identificação dos lotes propensos à implantação dos microrreservatórios foi realizada a partir da análise de imagens do satélite Quickbird de alta resolução espacial (em torno de 1 m) disponibilizada pelo programa Google Earth Pro. As imagens foram obtidas em setembro/2002 e fevereiro/2014 e, a partir da caracterização do uso e cobertura do solo, foi possível avaliar a ocupação existente nos dois anos, obtendo um comparativo entre elas (Barros, 2013).

A análise indicou a existência de cinco lotes na bacia do riacho do Sapo propensos à implantação de microrreservatórios de retenção. Ou seja, estes lotes além de possuírem áreas significativas (superior a 5% da área da sub-bacia em que estão situados) sofreram um aumento considerável na impermeabilização do solo entre setembro/2002 e fevereiro/2014. A Figura 21 apresenta um mosaico mostrando o tipo de ocupação existente em setembro/2002 e fevereiro/2014 nos cinco lotes. Enquanto a Tabela 18 lista a área de cada lote, detalhando a área correspondente a cada categoria de uso e ocupação do solo existente em setembro/2002 e fevereiro/2014, e informa o percentual da área de cada lote em relação à área da sub-bacia onde o lote está situado.

Observando a Figura 21 e analisando a Tabela 18 nota-se que, nos cinco lotes, as categorias permeáveis de cobertura do solo como bosques, relva e solo exposto existente em setembro/2002 foram substituídas, vindo a apresentar em fevereiro/2014 categorias impermeáveis como asfalto e telhados de empreendimentos comerciais, por exemplo. Justificando assim a pretensão para implantação dos microrreservatórios nesses lotes.

Figura 21 – Uso e ocupação do solo observado em setembro/2002 e fevereiro/2014 em cinco lotes da bacia do riacho do Sapo identificados como propensos à implantação de reservatórios de detenção

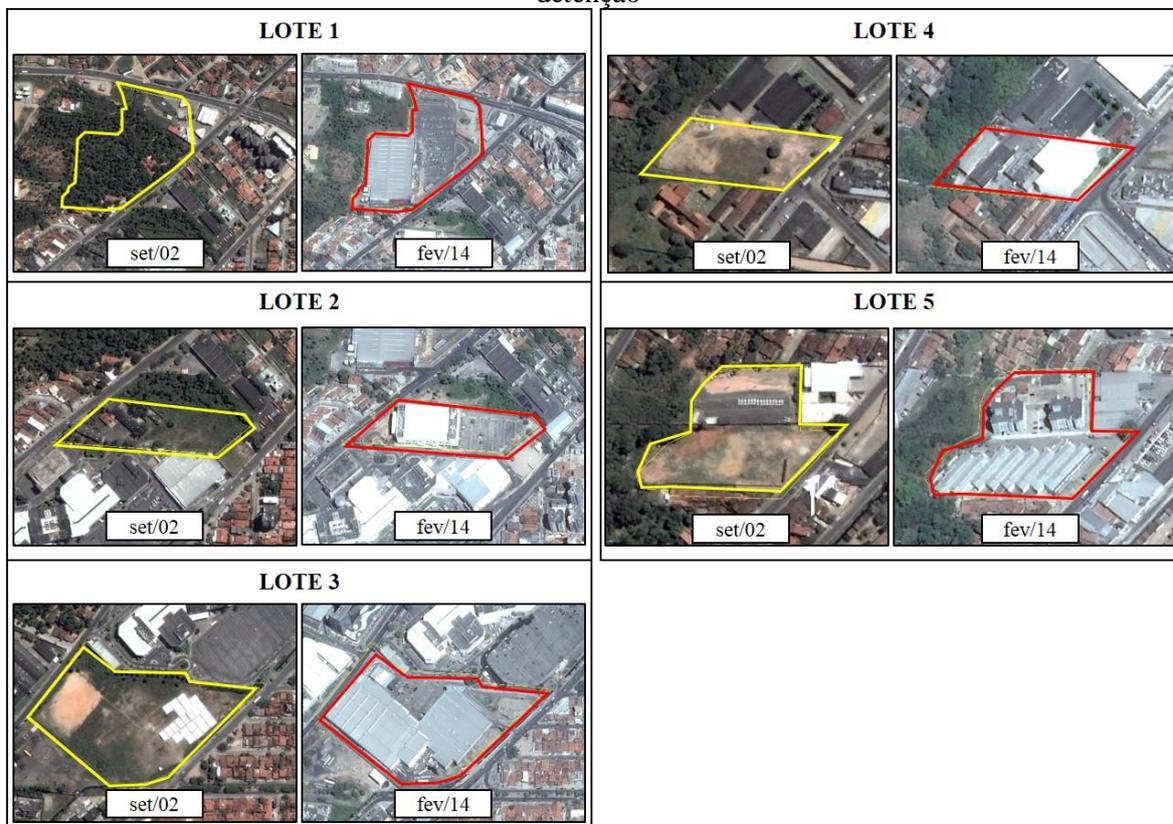


Tabela 18 - Características dos lotes da bacia do riacho do Sapo propensos à implantação de microrreservatórios de detenção segundo os critérios do cenário III

Cobertura do solo	Área (10 ³ m ²)									
	Lote 1		Lote 2		Lote 3		Lote 4		Lote 5	
	set/02	fev/14	set/02	fev/14	set/02	fev/14	set/02	fev/14	set/02	fev/14
Solo exposto	4,71	2,38	12,35	0,92	31,77	-	5,03	-	10,95	-
Bosques	34,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Relva	-	-	1,22	-	6,54	-	0,42	0,22	-	0,36
Comercial	1,51	15,82	2,58	5,79	-	20,36	-	-	-	3,90
Industrial	-	-	-	-	-	-	-	3,25	-	-
Resid<500m ²	0,69	-	-	-	-	-	-	-	-	0,48
Resid<1000m ²	0,82	-	-	-	-	-	-	-	-	2,35
Asfalto	3,10	26,76	-	9,44	-	17,95	-	1,99	-	3,86
Área total	44,96	44,96	16,15	16,15	38,31	38,31	5,45	5,45	10,95	10,95
Sub-bacia*	3		6		6		9		11	
%Lote/SB**	11,48		5,03		11,93		5,09		10,13	

*Sub-bacia onde está situado o respectivo lote.

**%Lote/SB = percentual da área do lote em relação à área da sub-bacia onde o lote está situado.

- Dimensionamento dos microrreservatórios de detenção

O dimensionamento dos microrreservatórios de detenção do cenário III foi realizado de maneira análoga ao cenário II, ou seja, empregando o método da curva envelope para o cálculo do volume de detenção. Novamente, o volume afluente, que representa todo o volume de água que chega ao microrreservatório, foi calculado empregando a Equação 18 que estima o volume afluente (V_a) a partir da lâmina precipitada total (P), da área da bacia de contribuição (A) e de seu coeficiente de escoamento (C do método racional).

$$V_a = P.A.C \quad \text{Equação 18}$$

A variável lâmina precipitada total (P) da Equação 18 foi estabelecida através da curva precipitação-duração-frequência (PDF) que estima a lâmina máxima precipitada de uma chuva com base em sua duração e frequência. Sendo assim, foi empregada a equação desenvolvida por Pfafstetter (1982), ajustada ao município de Maceió (Equação 9), utilizando um tempo de retorno (TR) de 5 anos conforme recomendações fornecidas pelo DAEE/CETESB (1980) e Tassi & Villanueva (2004) para estruturas de microdrenagem.

A área da bacia de contribuição (A) corresponde à área dos lotes e foi estimada empregando o programa Google Earth Pro, conforme está disposto na Tabela 18. Os coeficientes de escoamento (C) dos lotes foram estimados empregando a caracterização do uso e cobertura do solo obtida a partir de uma imagem do satélite Quickbird de fevereiro/2014, conforme descrito no tópico anterior e apresentado na Tabela 18.

De posse da classificação do uso e cobertura do solo, foi utilizada a tabela de valores de coeficiente de escoamento para diferentes tipos de cobertura do solo desenvolvida pela ASCE (Tabela 2) para estimar um coeficiente de escoamento médio para cada lote. Essa estimativa foi feita empregando a Equação 10 que calcula uma média ponderada pela área para o coeficiente de escoamento.

Por outro lado, o volume efluente, que representa todo o volume de água que é evacuado do reservatório de detenção durante seu funcionamento, foi estimado com base na vazão de pico do lote na situação pré-ocupação. A Equação 19 apresenta a relação empregada no presente trabalho para o cálculo da vazão de restrição (Q_r) a partir da vazão de pico pré-ocupação (Q_p) e da área do lote padrão (A).

$$Q_r = \frac{Q_p}{A} = \frac{C.I.A}{A} = C.I \quad \text{Equação 19}$$

Tendo em vista que os lotes apresentam áreas inferiores a 2 km², o método racional foi empregado para a estimativa da vazão de pico dos lotes na situação pré-ocupação. Neste caso, a situação existente em setembro/2002 foi considerada como sendo representativa para a condição pré-ocupação do lote.

De maneira análoga à situação pós-ocupação, os coeficientes de escoamento (C) para a situação pré-ocupação dos lotes foram estimados empregando a caracterização do uso e cobertura do solo obtida a partir de uma imagem do satélite Quickbird de setembro/2002, conforme descrito no tópico anterior e apresentado na Tabela 18. E, novamente, com base na tabela de valores de coeficiente de escoamento para diferentes tipos de cobertura do solo desenvolvida pela ASCE (Tabela 2) foi possível estimar um coeficiente de escoamento médio para cada lote. Essa estimativa foi feita empregando a Equação 10 que calcula uma média ponderada pela área para o coeficiente de escoamento.

Por fim, foi empregada a Equação 20 para calcular o volume efluente (V_e) a partir da vazão de específica de restrição (Q_r) fornecida pela Equação 19, da área do lote padrão (A) já calculada e da duração da chuva (t).

$$V_e = Q_r \cdot A \cdot t \quad \text{Equação 20}$$

Empregando esta metodologia, foram obtidos 5 pares de curvas dos volumes acumulados afluentes e efluentes, sendo um par para cada lote padrão.

Obtidas as curvas dos volumes acumulados afluentes e efluentes, foi possível estimar o volume dos microrreservatórios de detenção a partir da medição da máxima diferença entre as duas curvas. A Tabela 19 apresenta o volume de detenção estimado para os cinco microrreservatórios (V_e), assim como suas dimensões e volume real (V_r). A geometria escolhida para os microrreservatórios foi o prisma retangular, definida com base na disponibilidade de espaço e nas características dos lotes estudados.

Tabela 19 - Características dos cinco microrreservatórios do cenário II dimensionados através do método da curva envelope

Microrreservatório*	V_e (m ³)	Dimensões** (m)	V_r (m ³)
1	1279	a = 26,00; b = 25,00; h = 2,00	1300
2	135	a = 9,00; b = 8,00; h = 2,00	144
3	815	a = 21,00; b = 20,00; h = 2,00	840
4	55	a = 6,00; b = 5,50; h = 2,00	60
5	127	a = 8,00; b = 8,00; h = 2,00	128

*O número do microrreservatório refere-se ao lote onde foi implantado.

**a=base maior; b=base menor; e h=altura.

- Modelagem do cenário III no SWMM

Para modelar os microrreservatórios de retenção do cenário III no SWMM, inicialmente foi necessário modelar os lotes onde seriam implantados os microrreservatórios. Desta forma, foi elaborado um modelo para a bacia do riacho do Sapo discretizando-a em 23 unidades hidrológicas, sendo 18 destas unidades voltadas à modelagem das sub-bacias e 5 unidades para a modelagem dos lotes. Em seguida, foi realizada a estimativa dos parâmetros requeridos pelo SWMM para simulação hidrológica dos lotes. Salienta-se que, como as sub-bacias 3, 6, 9 e 11 sofreram alterações em suas características, visto que parte delas passaram agora a ser representadas pelas unidades hidrológicas dos lotes, foi necessário estimar também novos parâmetros para estas quatro sub-bacias. As demais sub-bacias e o riacho do Sapo continuaram sendo modelados empregando os parâmetros do modelo calibrado já que o novo projeto não provocou modificação nestas unidades.

A metodologia utilizada na estimativa dos parâmetros das unidades hidrológicas que representam as 4 sub-bacias (3, 6, 9 e 11) e os 5 lotes foi a mesma empregada anteriormente, conforme está descrito no item 3.2 e apresentado resumidamente na Tabela 1. Desta forma, foram obtidos os valores apresentados na Tabela 20 para os 9 parâmetros hidrológicos das 4 sub-bacias e dos 5 lotes. O parâmetro percentual de área impermeável sem armazenamento foi considerado igual a 25% para todas as unidades hidrológicas, conforme recomendado por Gironás *et al.* (2009) e, portanto, não consta na Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros hidrológicos do modelo no SWMM estimados para as unidades hidrológicas criadas e alteradas no cenário III

Sub-bacia (SB)/Lote (L)	A (ha)	W (m)	S (%)	I (%)	nI	nP	dpi (mm)	dpp (mm)	CN
SB3	34,66	230,47	20,03	31,28	0,024	0,340	0,18	2,94	50,35
SB6	26,67	212,56	12,13	44,76	0,024	0,408	0,23	4,36	49,41
SB9	10,18	172,65	15,83	39,36	0,026	0,370	0,20	4,21	65,21
SB11	9,72	117,27	19,70	75,89	0,022	0,456	0,18	4,16	42,84
L1	4,50	128,14	1,50	94,71	0,016	0,130	0,63	4,84	92,55
L2	1,62	61,84	1,00	94,30	0,016	0,130	0,77	5,10	92,24
L3	3,83	127,85	0,90	100,00	0,016	0,000	0,81	5,10	93,22
L4	0,55	39,90	7,00	95,97	0,017	0,410	0,30	5,10	90,47
L5	1,10	64,36	5,50	96,71	0,023	0,410	0,33	5,10	84,16

Após a modelagem das unidades hidrológicas, procedeu-se à etapa de modelagem dos microrreservatórios de retenção. Esta etapa foi realizada de maneira análoga à

modelagem dos reservatórios de detenção do cenário I, ou seja, utilizando os elementos “unidade de armazenamento”, “vertedor” e “orifício” do SWMM para simular os dispositivos hidráulicos necessários.

Quanto ao elemento “unidade de armazenamento”, com base nas formas e dimensões dos reservatórios definidas anteriormente (Tabela 19), foi possível fornecer a relação tabular cota-área dos cinco microrreservatórios de detenção para o SWMM, conforme pode ser observado na Tabela 21. Estas relações foram empregadas pelo modelo para estabelecer as curvas de armazenamento dos microrreservatórios.

Tabela 21 – Relações cota-área fornecidas ao SWMM para o estabelecimento das curvas de armazenamento dos microrreservatórios de detenção do cenário III

Microrreservatório*	Forma	Cota (m)	Área (m²)	Observação
1	Prisma retangular	0,00	650,00	Base
		2,00	650,00	Topo
2	Prisma retangular	0,00	72,00	Base
		2,00	72,00	Topo
3	Prisma retangular	0,00	420,00	Base
		2,00	420,00	Topo
4	Prisma retangular	0,00	30,00	Base
		2,00	30,00	Topo
5	Prisma retangular	0,00	64,00	Base
		2,00	64,00	Topo

*O número do microrreservatório indica o lote onde foi implantado.

O elemento “orifício” do SWMM foi utilizado para modelar as descargas de fundo dos microrreservatórios de detenção. Os orifícios foram dimensionados visando otimizar o funcionamento do sistema de drenagem. Ou seja, foram projetados de forma que os volumes evacuados dos microrreservatórios não superassem a vazão de pré-urbanização ao mesmo tempo em que a lâmina de água máxima armazenada em cada microrreservatório de detenção durante uma chuva com tempo de retorno de 5 anos e duração igual ao tempo de concentração do lote fosse próxima à profundidade máxima de projeto.

Desta forma, foram obtidos os parâmetros apresentados na Tabela 22 para modelagem dos orifícios no SWMM.

O valor para o coeficiente de descarga foi novamente considerado 0,65 conforme recomendações de Rossman (2010) para modelagem de orifícios no SWMM.

Por fim, o elemento “vertedor” foi utilizado para simular uma descarga auxiliar na parte superior do microrreservatório para situações de emergência, caso a capacidade máxima de armazenamento do microrreservatório seja superada.

Tabela 22 – Parâmetros empregados para modelagem dos orifícios dos microrreservatórios do cenário III no SWMM

Orifício*	Forma	Dimensão (m)**	Coefficiente de descarga
1	Circular	0,200	0,65
2	Circular	0,200	0,65
3	Circular	0,250	0,65
4	Circular	0,125	0,65
5	Circular	0,150	0,65

*O número do orifício indica o microrreservatório onde foi implantado.

**Diâmetro do orifício estimado com base nos diâmetros comerciais de tubos em PVC.

Conforme descrito anteriormente, os principais parâmetros requeridos pelo SWMM para modelagem dos vertedores são: o tipo de vertedor, a forma da seção transversal, o comprimento, a altura e o coeficiente de descarga. A Tabela 23 apresenta um resumo das propriedades empregadas na modelagem dos vertedores dos cinco microrreservatórios de detenção no SWMM.

Tabela 23 – Parâmetros empregados para modelagem dos vertedores dos microrreservatórios de detenção do cenário III no SWMM

Vertedor*	Tipo	Forma	Comprimento (m)	Altura (m)	Coefficiente de descarga
1	Transversal	Retangular	14,00	0,20	1,84
2	Transversal	Retangular	8,00	0,20	1,84
3	Transversal	Retangular	13,00	0,20	1,84
4	Transversal	Retangular	2,50	0,20	1,84
5	Transversal	Retangular	4,00	0,20	1,84

*O número do vertedor indica o microrreservatório onde foi implantado.

O valor para o coeficiente de descarga foi considerado 1,84 conforme recomendações de Rossman (2010) para modelagem de vertedores retangulares de soleira delgada no SWMM.

3.7 Hietogramas de projeto

Nesta etapa do trabalho, foram definidas as informações necessárias para simulação do processo chuva-vazão relacionadas aos eventos de chuva na bacia:

- a. a lâmina precipitada, a duração e a frequência da chuva de projeto; e
- b. a distribuição temporal da chuva de projeto.

Todas estas informações foram organizadas e fornecidas ao modelo na forma de um hietograma de projeto.

Para a determinação das características de lâmina precipitada, duração e frequência das chuvas de projeto para a região da bacia em estudo, foi utilizada a equação desenvolvida por Pfafstetter (1982) ajustada ao município de Maceió (Equação 9).

A partir de recomendações estabelecidas pela DAEE/CETESB (1980) e tendo em vista que a bacia do Riacho do Sapo está localizada numa região urbana, foram escolhidos os tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos. Visto que os dois primeiros são empregados em projetos de microdrenagem e o terceiro, em projetos de macrodrenagem de regiões com características de ocupação comerciais e residenciais.

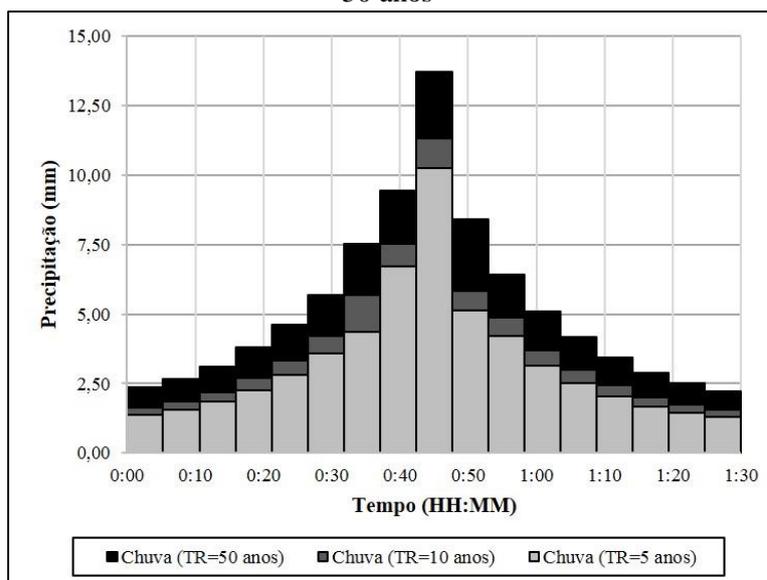
Em seguida, foi estabelecida uma duração para a chuva de 85 minutos que corresponde ao tempo de concentração da bacia do riacho do (Vidal, 2012), visando assim a estimar as vazões máximas que podem ser geradas na bacia.

Com estas duas variáveis estabelecidas (duração e frequência) e empregando a equação PDF do município de Maceió (Equação 9), foi possível estimar a lâmina precipitada para a chuva de projeto.

Por fim, a distribuição temporal da chuva de projeto foi realizada segundo o método dos blocos alternados (Bureau of Reclamation, 1997).

A Figura 22 mostra os hietogramas de projeto obtidos para os eventos de chuva com tempo de retorno de 5, 10 e 50 anos.

Figura 22 – Hietogramas de projeto para os eventos de chuvas com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos



3.8 Análise e comparação dos cenários com as intervenções

A análise dos resultados obtidos com os cenários I, II e III foi realizada através da comparação com a situação atual identificada na bacia do riacho do Sapo. Inicialmente, empregando o modelo calibrado para o cenário atual da bacia, foi realizado um diagnóstico dos pontos de alagamento mais críticos na bacia através da simulação de chuvas de projetos com diferentes tempos de retorno. Em seguida, foram avaliados os resultados locais obtidos nestes pontos de alagamento ao serem aplicadas as medidas para o controle do escoamento propostas em cada cenário. Foi analisado também o efeito global obtido em cada cenário ao comparar os resultados obtidos na foz do riacho do Sapo no cenário atual e nos cenários com as intervenções.

A análise dos resultados foi realizada através da comparação dos cotogramas e hidrogramas nos pontos citados (pontos de alagamentos e foz do riacho do Sapo) obtidos para o cenário atual (sem aplicação de medidas para o controle do escoamento) e para os cenários com as intervenções (cenário I, II e III). Foi observada a capacidade das medidas em abater o nível d'água dentro do canal a ponto de não superar sua capacidade máxima (causar transbordamento) nos pontos de alagamento. Foi observada também a capacidade das medidas em amortecer os hidrogramas nos pontos de alagamento e na foz do riacho do Sapo.

Para quantificar o impacto das medidas de controle na redução das vazões de pico, foi utilizado o índice percentual de amortecimento na vazão de pico, definido como a relação entre a variação na vazão máxima de um trecho do riacho provocada pela implantação da medida de controle do escoamento e a vazão máxima observada na situação sem controle, calculado conforme a Equação 21.

$$\Delta Q_P = \frac{Q_{P,A} - Q_{P,D}}{Q_{P,A}} \cdot 100 \quad \text{Equação 21}$$

onde: ΔQ_P é o percentual de amortecimento na vazão de pico, em %; $Q_{P,A}$ é a vazão máxima obtida antes da aplicação da medida de controle, em m^3/s ; e $Q_{P,D}$ é a vazão máxima obtida depois da aplicação da medida de controle, em m^3/s .

De maneira análoga ao índice anterior, foi avaliado também o impacto provocado pelas medidas de controle do escoamento no nível d'água dentro canal. Para tal, foi utilizado o índice percentual de amortecimento no nível d'água máximo, definido como a relação entre a variação no nível d'água máximo de um trecho do riacho provocada pela implantação

da medida de controle do escoamento e o nível d'água máximo observado na situação sem controle, calculado conforme a Equação 22.

$$\Delta h_M = \frac{h_{M,A} - h_{M,D}}{h_{M,A}} \cdot 100 \quad \text{Equação 22}$$

onde: Δh_M é o percentual de amortecimento no nível d'água máximo, em %; $h_{M,A}$ é o nível d'água máximo simulado antes da aplicação da medida de controle, em m; e $h_{M,D}$ é o nível d'água máximo simulado depois da aplicação da medida de controle, em m.

Além disto, para comparação dos resultados obtidos nos diferentes cenários, foi empregado também um índice que avaliou o impacto na vazão de pico provocado por unidade de volume do dispositivo empregado para o controle do escoamento, calculado conforme a Equação 23.

$$\Delta q = \frac{Q_{P,A} - Q_{P,D}}{V} \quad \text{Equação 23}$$

onde: Δq é a variação na vazão de pico por unidade de volume da medida de controle do escoamento, em $m^3/s/m^3$; $Q_{P,A}$ é a vazão máxima obtida antes da aplicação da medida de controle, em m^3/s ; $Q_{P,D}$ é a vazão máxima obtida depois da aplicação da medida de controle, em m^3/s ; e V é o somatório do volume de detenção dos dispositivos empregados para o controle do escoamento na bacia que contribui para o ponto avaliado, em m^3 .

De maneira análoga ao índice anterior, foi avaliado também o impacto provocado pelas medidas de controle do escoamento no nível d'água dentro canal. Para tal, foi empregado um índice que avaliou o abatimento no nível d'água máximo provocado por unidade de volume do dispositivo empregado para o controle do escoamento, calculado conforme a Equação 24.

$$\Delta h = \frac{h_{M,A} - h_{M,D}}{V} \quad \text{Equação 24}$$

onde: Δh é a variação no nível d'água máximo por unidade de volume da medida de controle do escoamento, em m/m^3 ; $h_{M,A}$ é o nível d'água máximo simulado antes da aplicação da medida de controle, em m; $h_{M,D}$ é o nível d'água máximo simulado depois da aplicação da medida de controle, em m; e V é o somatório do volume de detenção dos dispositivos empregados para o controle do escoamento na bacia que contribui para o ponto avaliado, em m^3 .

Por fim, foi calculado um índice que estabelece a razão entre o somatório dos volumes de detenção dos reservatórios ou microrreservatório pela área da bacia de contribuição, conforme mostra a Equação 25.

$$v = \frac{\sum V_d}{A} \quad \text{Equação 25}$$

onde: v é o volume de detenção por unidade de área da bacia de contribuição, em m^3/ha ; $\sum V_d$ é o somatório dos volumes de detenção dos reservatórios (ou microrreservatórios) implantados a montante do ponto avaliado, em m^3 ; e A é a área da bacia que contribui para o ponto avaliado, em ha.

Este índice foi calculado para diferentes pontos da bacia do riacho do Sapo para avaliar as medidas que requerem um maior volume de detenção para promover o controle do escoamento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Ajuste do parâmetro N-Manning do modelo hidráulico

A modelagem hidráulica do riacho do Sapo foi realizada empregando duas metodologias para estimar o parâmetro n-Manning: o método de Cowan e o método da ASCE. Os resultados obtidos para este parâmetro em todos os trechos do canal segundo as duas metodologias estão dispostos na Tabela 24.

Tabela 24 – n-Manning para todos os trechos do riacho do Sapo estimados segundo o método de Cowan (n_{Cowan}) e o método da ASCE (n_{ASCE})

Trecho*	Tipo	n_{Cowan}	n_{ASCE}	Trecho*	Tipo	n_{Cowan}	n_{ASCE}
Cond-001	Aberto	0,035	0,015	Cond-029.1	Aberto	0,035	0,015
Cond-002	Fechado	0,045	0,016	Cond-029.2	Aberto	0,035	0,015
Cond-003	Aberto	0,035	0,015	Cond-030	Aberto	0,035	0,015
Cond-004	Fechado	0,045	0,016	Cond-030.1	Aberto	0,035	0,015
Cond-005	Aberto	0,035	0,015	Cond-031	Fechado	0,045	0,016
Cond-006	Aberto	0,035	0,015	Cond-032	Aberto	0,035	0,015
Cond-007	Fechado	0,045	0,016	Cond-033	Fechado	0,045	0,016
Cond-008	Aberto	0,035	0,015	Cond-034	Aberto	0,035	0,015
Cond-009	Aberto	0,035	0,015	Cond-035	Fechado	0,045	0,016
Cond-010	Aberto	0,035	0,015	Cond-036	Aberto	0,035	0,015
Cond-011	Aberto	0,035	0,015	Cond-037	Aberto	0,035	0,015
Cond-012	Fechado	0,045	0,016	Cond-038	Fechado	0,045	0,016
Cond-012.1	Fechado	0,045	0,016	Cond-039	Aberto	0,035	0,015
Cond-013	Aberto	0,035	0,015	Cond-039.1	Aberto	0,035	0,015
Cond-014	Fechado	0,045	0,016	Cond-040	Fechado	0,045	0,016
Cond-015	Aberto	0,035	0,015	Cond-041	Aberto	0,035	0,015
Cond-016	Fechado	0,045	0,016	Cond-042	Fechado	0,045	0,016
Cond-017	Aberto	0,035	0,015	Cond-043	Aberto	0,035	0,015
Cond-018	Fechado	0,045	0,016	Cond-044	Aberto	0,035	0,015
Cond-019	Aberto	0,035	0,015	Cond-045	Fechado	0,045	0,016
Cond-020	Fechado	0,045	0,016	Cond-046	Aberto	0,035	0,015
Cond-021	Aberto	0,035	0,015	Cond-047	Fechado	0,045	0,016
Cond-022	Fechado	0,045	0,016	Cond-048	Aberto	0,035	0,015
Cond-023	Aberto	0,035	0,015	Cond-049	Fechado	0,045	0,016
Cond-024	Fechado	0,045	0,016	Cond-050	Aberto	0,035	0,015
Cond-025	Aberto	0,035	0,015	Cond-051	Fechado	0,045	0,016
Cond-026	Fechado	0,045	0,016	Vertedor	Fechado	0,045	0,016
Cond-027	Aberto	0,035	0,015	Cond-051.1	Fechado	0,045	0,016
Cond-028	Fechado	0,045	0,016	Cond-052	Aberto	0,035	0,015
Cond-029	Aberto	0,035	0,015	Cond-053	Fechado	0,045	0,016

*Tremos dispostos da nascente (Cond-001) à foz (Cond-053).

Nota-se que os valores estimados segundo o método de Cowan foram consideravelmente mais elevados do que os estimados segundo o método da ASCE, sendo obtidos resultados três vezes maiores para os trechos fechados do canal e duas vezes maiores para os trechos abertos, aproximadamente.

Os valores para o n-Manning estimados pelo método de Cowan foram tão elevados que correspondem, na tabela da ASCE (Tabela 8), a canais abertos com material de revestimento mais rugoso do que o observado *in loco*, como rocha ou cobertura vegetal, por exemplo. Por outro lado, os valores estimados pelo método da ASCE foram tão reduzidos que não há material com o valor básico (n_0) tabelado pelo método de Cowan correspondente.

Diante desta disparidade entre os resultados, foram elaborados dois modelos no SWMM empregando os mesmos parâmetros hidrológicos e hidráulicos com exceção do parâmetro n-Manning do canal. Em um dos modelos, denominado modelo I, foram utilizados os valores de n-Manning estimados pelo método de Cowan enquanto que no outro, denominado modelo II, foram utilizados os valores de n-Manning estimados pelo método da ASCE. Em seguida, foram realizadas simulações nos dois modelos não calibrados utilizando uma chuva de projeto com tempo de retorno de 10 anos visando avaliar e comparar a qualidade dos resultados.

Após a simulação, notou-se que o modelo I apresentou muitos resultados instáveis. Dos 60 trechos utilizados para modelar o riacho do Sapo, 38 apresentaram instabilidades nos hidrogramas resultantes, conforme está listado na Tabela 25. Por outro lado, o modelo II não apresentou resultado instável em nenhum trecho do canal.

A Figura 23 mostra os hidrogramas obtidos em quatro trechos do riacho do Sapo exemplificando a instabilidade constatada quando empregado o método de Cowan para a estimativa do n-Manning. Verifica-se que ocorreram oscilações bastante consideráveis nas vazões simuladas pelo modelo I, dificultando assim a análise do hidrograma de cheia. Nota-se ainda que o modelo I apresentou resultados mais elevados para a vazão de pico em três dos quatro condutos analisados. Nos condutos 015 e 038, por exemplo, as vazões de pico estimadas pelo modelo I atingiram valores superiores ao dobro das vazões de pico estimadas pelo modelo II devido à sua instabilidade.

Analisando novamente a Tabela 25, nota-se que a maior parte do riacho do Sapo que apresentou instabilidade consiste de uma sucessão de condutos com grande alternância entre os tipos aberto e fechado. Desta forma, a primeira suposição proposta para explicar as instabilidades observadas está relacionada ao fato do escoamento sofrer uma mudança

abrupta de escoamento livre para escoamento pressurizado nestes trechos. Assim como, devido à mudança abrupta e frequente na geometria da seção transversal do canal, já que a maioria dos trechos dos canais são curtos.

Tabela 25 – Situação de estabilidade e regime de escoamento observado em todos os trechos do riacho do Sapo empregando o modelo I

Trecho*	Tipo	Situação	Regime**	Trecho*	Tipo	Situação	Regime**
Cond-001	Aberto	Estável	Livre	Cond-029.1	Aberto	Instável	Livre
Cond-002	Fechado	Estável	Livre	Cond-029.2	Aberto	Instável	Livre
Cond-003	Aberto	Estável	Livre	Cond-030	Aberto	Instável	Pressão
Cond-004	Fechado	Estável	Livre	Cond-030.1	Aberto	Instável	Pressão
Cond-005	Aberto	Estável	Livre	Cond-031	Fechado	Instável	Livre
Cond-006	Aberto	Estável	Livre	Cond-032	Aberto	Instável	Livre
Cond-007	Fechado	Instável	Livre	Cond-033	Fechado	Instável	Pressão
Cond-008	Aberto	Instável	Livre	Cond-034	Aberto	Instável	Livre
Cond-009	Aberto	Instável	Livre	Cond-035	Fechado	Instável	Pressão
Cond-010	Aberto	Instável	Livre	Cond-036	Aberto	Instável	Livre
Cond-011	Aberto	Instável	Livre	Cond-037	Aberto	Instável	Livre
Cond-012	Fechado	Estável	Pressão	Cond-038	Fechado	Instável	Livre
Cond-012.1	Fechado	Estável	Pressão	Cond-039	Aberto	Instável	Livre
Cond-013	Aberto	Instável	Livre	Cond-039.1	Aberto	Instável	Livre
Cond-014	Fechado	Instável	Pressão	Cond-040	Fechado	Instável	Pressão
Cond-015	Aberto	Instável	Livre	Cond-041	Aberto	Instável	Livre
Cond-016	Fechado	Instável	Pressão	Cond-042	Fechado	Instável	Pressão
Cond-017	Aberto	Instável	Livre	Cond-043	Aberto	Estável	Livre
Cond-018	Fechado	Instável	Pressão	Cond-044	Aberto	Estável	Livre
Cond-019	Aberto	Estável	Livre	Cond-045	Fechado	Estável	Livre
Cond-020	Fechado	Instável	Pressão	Cond-046	Aberto	Estável	Livre
Cond-021	Aberto	Instável	Livre	Cond-047	Fechado	Estável	Livre
Cond-022	Fechado	Instável	Pressão	Cond-048	Aberto	Estável	Livre
Cond-023	Aberto	Instável	Livre	Cond-049	Fechado	Estável	Livre
Cond-024	Fechado	Instável	Livre	Cond-050	Aberto	Estável	Livre
Cond-025	Aberto	Instável	Livre	Cond-051	Fechado	Estável	Livre
Cond-026	Fechado	Instável	Livre	Vertedor	Fechado	Estável	Livre
Cond-027	Aberto	Instável	Livre	Cond-051.1	Fechado	Estável	Livre
Cond-028	Fechado	Instável	Pressão	Cond-052	Aberto	Estável	Livre
Cond-029	Aberto	Instável	Livre	Cond-053	Fechado	Estável	Livre

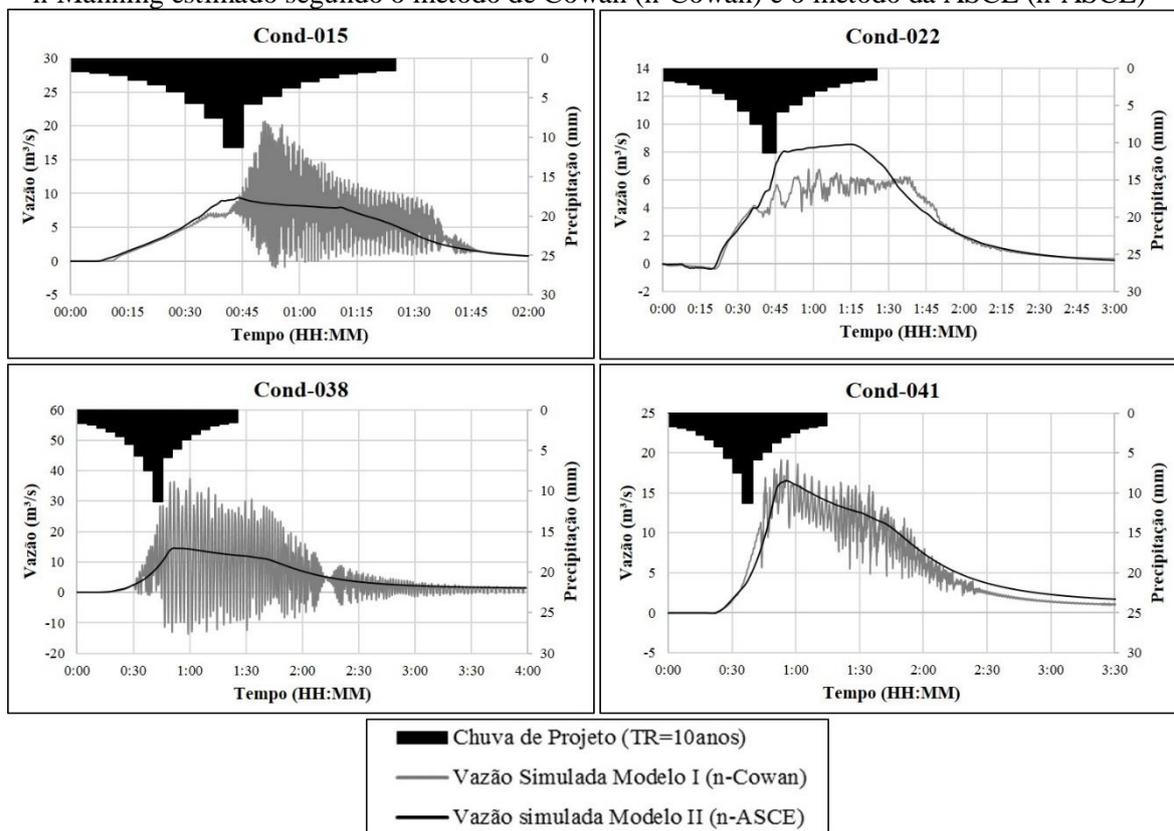
*Trechos dispostos da nascente (Cond-001) à foz (Cond-053).

**A categoria Livre indica que, durante toda a simulação, o trecho se comportou apenas como conduto livre. Já a categoria Pressão indica que, durante a simulação, o conduto se comportou ora como conduto livre, ora como conduto forçado.

De fato, analisando a simulação dos trechos instáveis notou-se que, nos condutos fechados que sofreram sobrecarga, as oscilações nos hidrogramas geralmente ocorreram no instante em que houve transição no regime de escoamento – de livre para pressurizado. Quanto aos demais trechos instáveis, condutos abertos e condutos fechados que não sofreram

sobrecarga, observou-se que eles estão localizados próximos aos condutos fechados que sofreram sobrecarga. Desta forma, a instabilidade gerada nestes condutos se propagou aos demais trechos localizados a montante e a jusante.

Figura 23 – Hidrogramas para uma chuva de projeto com TR de 10 anos obtidos em quatro trechos do riacho do Sapo a partir da modelagem hidráulica no SWMM empregando o parâmetro n-Manning estimado segundo o método de Cowan (n-Cowan) e o método da ASCE (n-ASCE)



Entretanto, somente esta explicação baseada na limitação do modelo em simular transientes hidráulicos ou mudanças abruptas na geometria da seção transversal não justifica as instabilidades observadas pois a simulação empregando o modelo II não apresentou resultados instáveis mesmo sob estas circunstâncias.

Diante disto, uma segunda suposição proposta para complementar a explicação das instabilidades está relacionada ao parâmetro n-Manning dos condutos. Conforme descrito anteriormente, o SWMM emprega a equação de Manning para estabelecer a relação entre a vazão e as características geométricas e hidráulicas dos condutos, mesmo que eles estejam funcionando com escoamento sob pressão. Desta forma, visto que a análise das variáveis geométricas dos condutos não justificou por si só as instabilidades do modelo, supôs-se que as instabilidades também estivessem associadas à variáveis hidráulicas dos condutos, principalmente, ao parâmetro n-Manning.

Observando os valores de n-Manning estimados através do método de Cowan, dispostos na Tabela 24, nota-se que a diferença entre os valores de rugosidade para um conduto fechado e aberto é de 0,010 – dez vezes maior que a diferença estimada pelo método da ASCE. Sendo assim, quando o escoamento passa de um conduto aberto para um conduto fechado no modelo I, já há uma alteração significativa na resistência ao escoamento provocada pelas paredes do canal. Além disso, quando o conduto fechado entra em carga, há uma alteração significativamente no raio hidráulico da seção, já que a maioria delas são retangulares. Desta forma, a associação da variação brusca no raio hidráulico e no n-Manning entre um conduto aberto e um conduto fechado funcionando sob pressão pode ter sido responsável por instabilidades numéricas no modelo e provocado as oscilações observadas nos hidrogramas da Figura 23.

No caso do modelo II, como a variação no parâmetro n-Manning entre um conduto aberto e um conduto fechado foi mais sutil, o modelo conseguiu simular satisfatoriamente as transições entre o escoamento livre num conduto aberto e o escoamento sob pressão num conduto fechado que ocorreram ao longo de todo o riacho do Sapo.

Desta forma, visto que o modelo I apresentou instabilidades na maioria dos trechos do riacho do Sapo e o presente trabalho pretende simular o escoamento em diversos locais da bacia, o método de Cowan foi considerado inadequado para estimativa do n-Manning das paredes do canal. Este resultado já era esperado pois, apesar de ser uma metodologia bem detalhada, o método apresenta um elevado nível de subjetividade ao fazer uso de muitas variáveis tabeladas. Além disto, o método foi desenvolvido principalmente para a estimativa do n-Manning em canais naturais. Sendo assim, a aplicação do método de Cowan em canais artificiais pode levar a valores superestimados para o n-Manning.

Por outro lado, a estimativa do n-Manning através do método da ASCE proporcionou uma modelagem hidráulica mais satisfatória e adequada ao riacho do Sapo. Desta forma, o modelo II foi utilizado para a posterior etapa de calibração.

4.2 Calibração do modelo

A calibração do modelo foi realizada em duas etapas. Inicialmente, o modelo foi empregado para simular os quatro eventos monitorados sem qualquer alteração nos parâmetros hidrológicos previamente estimados. Os parâmetros hidrológicos necessários para aplicação do modelo estão apresentados na Tabela 5.

Os cotogramas resultantes desta etapa de simulação sem calibração do modelo estão apresentados na Figura 24 e os resultados das funções objetivo utilizadas para avaliar a qualidade do ajuste estão dispostos na Tabela 26. Considerando que nenhum procedimento de calibração dos parâmetros do modelo foi previamente realizado, nota-se que foram obtidos bons resultados e que as formas dos cotogramas simulados se aproximaram satisfatoriamente dos cotogramas monitorados. Este fato evidencia o quão razoável foi a metodologia inicial empregada na estimativa dos parâmetros de entrada do SWMM. Além disto, estes resultados também foram obtidos por Peplau (2013) e Peplau & Neves (2014).

Figura 24 – Cotogramas monitorados e simulados pelo modelo sem calibração obtidos para os quatro eventos pluviométricos

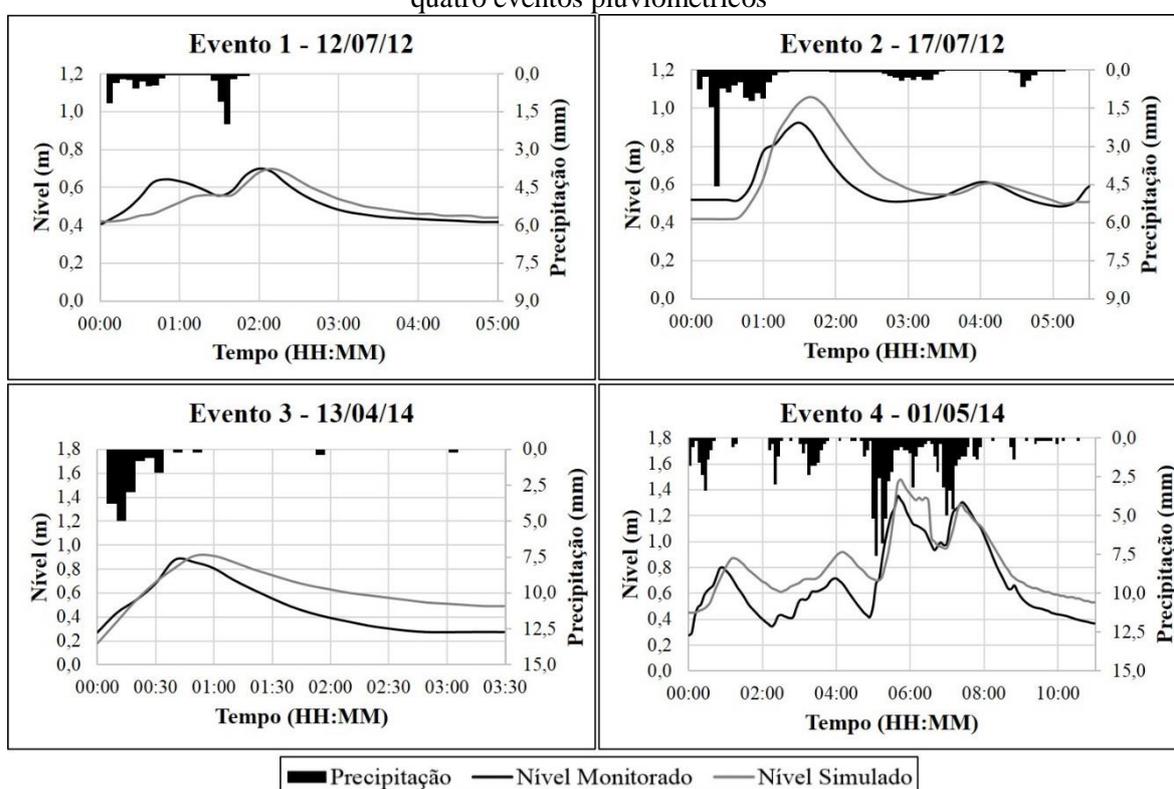


Tabela 26 – Resultados para as funções objetivo obtidos sem a calibração do modelo

	Evento 1 12/07/12	Evento 2 17/07/12	Evento 3 13/04/14	Evento 4 01/05/14	Média
R	0,77	0,84	0,82	0,91	0,84
EP* (%)	0,00	14,47	3,88	9,79	7,04
COE	0,59	0,23	0,12	0,65	0,40

*Valor absoluto.

Entretanto, destaca-se que a profundidade máxima simulada foi superestimada pelo modelo em três dos quatro eventos, chegando a apresentar um erro superior a 10%. Além

disto, nota-se também uma tendência do modelo em retardar as ondas de cheia, já que a ascensão do cotograma simulado sempre ocorreu depois do cotograma monitorado. Este fato é observado nos quatro eventos, apresentando-se com mais destaque nos eventos 2 e 4.

Devido a esta diferença entre os níveis simulados e observados, procedeu-se à calibração do modelo. Inicialmente, suspeitou-se que o percentual de área impermeável das sub-bacias poderia estar elevado, o que estaria provocando uma maior geração de escoamento superficial e acentuando a profundidade máxima simulada. Desta forma, a calibração do parâmetro percentual de área impermeável das sub-bacias foi realizada em duas etapas com o objetivo de melhorar a reprodução da profundidade máxima monitorada nos quatro eventos. Na primeira etapa, foram utilizados os eventos 1 e 2 para calibrar 65% da área de montante da bacia – correspondente às sub-bacias 1 a 9. Enquanto que, na segunda etapa, foram utilizados os eventos 3 e 4 para calibrar as demais áreas de jusante – correspondentes às sub-bacias 10 a 18.

Ressalta-se que, após a primeira etapa da calibração, os resultados se apresentaram satisfatórios também para a região de jusante da bacia, não sendo necessária a realização da segunda etapa da calibração. Os resultados para o parâmetro percentual de área impermeável das 18 sub-bacias obtidos após a calibração estão apresentados na Tabela 27.

Tabela 27 – Parâmetros hidrológicos do modelo no SWMM estimados após a calibração

Sub-bacia	I (%)	W (m)
1	88,30	319,41
2	78,60	689,40
3	38,56	764,50
4	57,00	364,05
5	71,75	20,93
6	53,84	655,76
7	38,09	343,20
8	56,31	162,93
9	42,24	546,06
10	85,70	513,10
11	78,00	423,43
12	55,80	449,48
13	85,20	351,97
14	61,60	384,74
15	89,50	491,04
16	90,20	143,88
17	93,10	317,54
18	97,40	212,80

Quanto ao segundo problema identificado no modelo, referente ao retardamento da onda de cheia, optou-se pelo aumento da largura característica das sub-bacias o que, conseqüentemente, promoveu a rápida propagação do escoamento para jusante e a antecipação da onda de cheia. Os resultados obtidos para a largura característica das 18 sub-bacias após a calibração do modelo estão apresentados na Tabela 27.

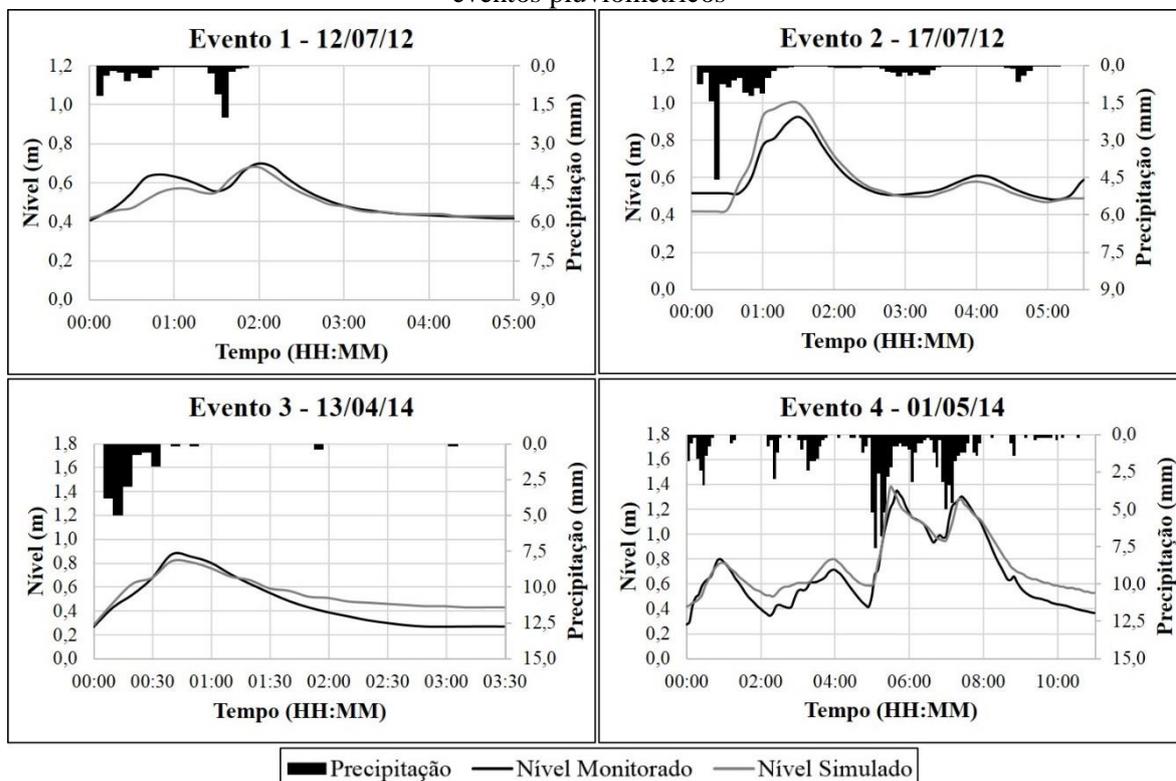
Após a simulação dos quatro eventos com o modelo calibrado, foram obtidos os resultados dispostos na Tabela 28 para as três funções objetivo e os cotogramas apresentados na Figura 25.

Tabela 28 – Resultados para as funções objetivo obtidos após a calibração do modelo

	Evento 1 12/07/12	Evento 2 17/07/12	Evento 3 13/04/14	Evento 4 01/05/14	Média
R	0,94	0,96	0,96	0,97	0,96
EP* (%)	1,43	7,99	6,39	8,31	6,03
COE	0,86	0,76	0,88	0,89	0,85

*Valor absoluto.

Figura 25 – Cotogramas monitorados e simulados pelo modelo calibrado obtidos para os quatro eventos pluviométricos



Nota-se que os valores atingidos para o coeficiente de correlação entre os cotogramas simulados e monitorados foram elevados, variando de 0,94 a 0,97. Isto indica que há uma boa correspondência entre as respostas do modelo e as respostas da bacia às precipitações dos quatro eventos. De fato, analisando a Figura 25, observa-se que os cotogramas simulados apresentam formas semelhantes aos cotogramas monitorados, ou seja, o modelo conseguiu representar satisfatoriamente os momentos de ascensão e recessão do nível de água no canal. Além disto, os problemas de retardamento das ondas de cheia observados nas simulações anteriores foram corrigidos após a calibração, apresentando agora resultados mais satisfatórios.

Quanto ao erro na profundidade máxima, foram obtidos percentuais variando entre 1,43% e 8,31%. Analisando a Figura 25, nota-se que a profundidade máxima foi subestimada pelo modelo nos eventos 1 e 3, enquanto que a profundidade máxima foi superestimada nos eventos 2 e 4. No entanto, apesar do maior erro percentual obtido ter sido de aproximadamente 8% (evento 4), este valor representa uma diferença de apenas 0,11 m entre o nível de água monitorado e simulado, sendo considerada uma diferença aceitável.

Por fim, foi obtido um coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe médio de 0,85 para os quatro eventos monitorados. Garcia (2005), ao empregar calibração manual, obteve coeficientes de eficiência médio de 0,90, 0,82 e 0,72 para eventos de cheia, eventos de alta intensidade e eventos de baixa intensidade pluviométrica, respectivamente; Collodel (2009) obteve um coeficiente de eficiência médio de 0,83 ao realizar uma calibração manual dos parâmetros não variáveis espacialmente e um coeficiente de eficiência médio de 0,78 ao empregar uma calibração automática para os demais parâmetros; Shinma (2011) obteve um coeficiente de eficiência médio de 0,87 utilizando calibração automática para três eventos; e Faria *et al.* (2014) obtiveram um coeficiente de eficiência médio de 0,84 ao realizar uma calibração manual empregando dois eventos. Desta forma, nota-se que os resultados obtidos no presente estudo para o coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe está de acordo com os resultados obtidos em outros estudos semelhantes de modelagem hidrológico-hidráulica em áreas urbanas através do SWMM.

Além disto, como foram obtidos valores superiores a 0,75 para o coeficiente de eficiente de Nash e Sutcliffe, é possível ponderar que o desempenho do modelo foi adequado segundo as considerações propostas por Gottschalk & Motovilov (2000) *apud* Collischonn (2001).

Diante de toda esta avaliação das três funções objetivo e da análise visual do ajuste dos cotogramas simulados aos cotogramas monitorados, os resultados finais obtidos na calibração manual foram considerados satisfatórios para o presente estudo.

4.3 Diagnóstico de alagamentos na bacia do riacho do Sapo

Com o modelo hidrológico-hidráulico calibrado à bacia do riacho do Sapo, a próxima etapa do trabalho foi realizar um diagnóstico dos pontos de alagamento mais críticos identificados no cenário atual da bacia. Estes pontos de alagamentos foram obtidos através da simulação das respostas da bacia a eventos pluviométricos com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos.

Após as simulações dos eventos no SWMM, constatou-se que três pontos da bacia do riacho do Sapo apresentam situações muito críticas pois são susceptíveis a frequentes alagamentos, já que a capacidade do canal foi superada nestes pontos diante de chuvas muito recorrentes – com tempo de retorno de 5 anos, por exemplo.

A Figura 26 apresenta um mosaico contendo a localização destes pontos críticos de alagamento na bacia do riacho do Sapo, assim como fotografias do canal obtidas *in loco*. Eles também foram indentificados em estudos anteriores (Vidal, 2012; Holz, 2010; Peplau, 2013; Peplau & Neves, 2014), mas foi necessário refazer o diagnóstico por causa do refinamento da calibração realizada neste estudo.

Figura 26 – Localização dos pontos críticos de alagamento na bacia do riacho do Sapo



Percorrendo o canal no sentido do escoamento, o primeiro ponto crítico de alagamento está localizado no exutório da sub-bacia 2, no limite entre os bairros do

Jacintinho e da Mangabeiras. Este ponto recebe o escoamento de uma região com declividade acentuada e densamente ocupada por residências, a comunidade Grota do Cigano. A Figura 27 mostra as características de topografia íngreme e ocupação residencial observada na região.

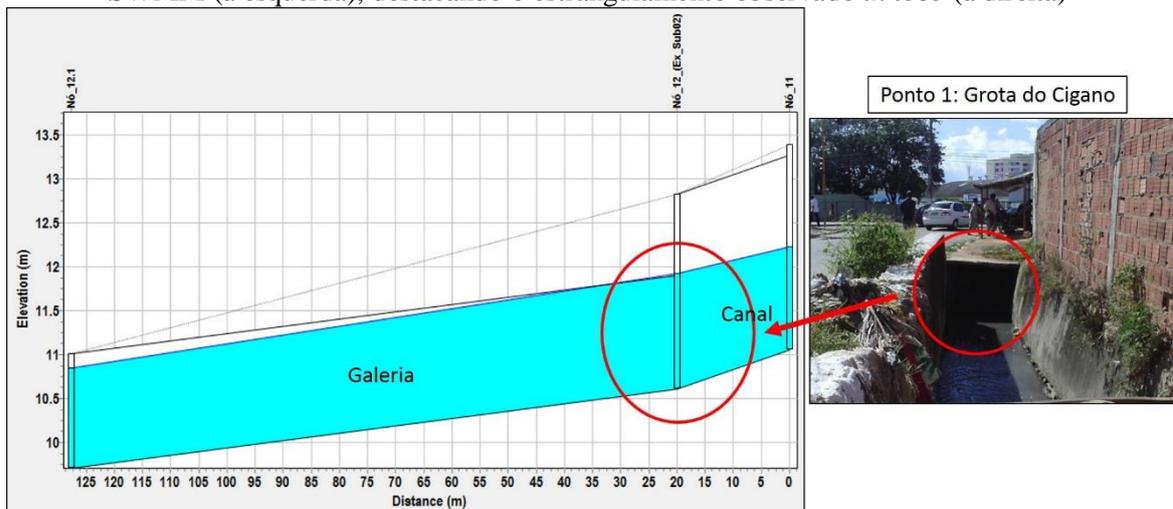
Além destas características da região, no exutório da sub-bacia 2, o riacho do Sapo sofre um estrangulamento brusco em sua seção ao entrar em uma galeria sob a Avenida Comendador Gustavo Paiva, conforme pode ser visto na Figura 26. Desta forma, durante chuvas intensas, grande parte do volume precipitado sobre as sub-bacias 1 e 2 escoam rapidamente para jusante. Ao atingir o exutório da sub-bacia 2 (ponto 1), a galeria não comporta todo o volume transportando e entra em sobrecarga, provocando assim constantes alagamentos na região.

Figura 27 – Mosaico apresentando as características topográfica e de ocupação da sub-bacia 2 que contribuem para o alagamento em seu exutório (ponto 1)



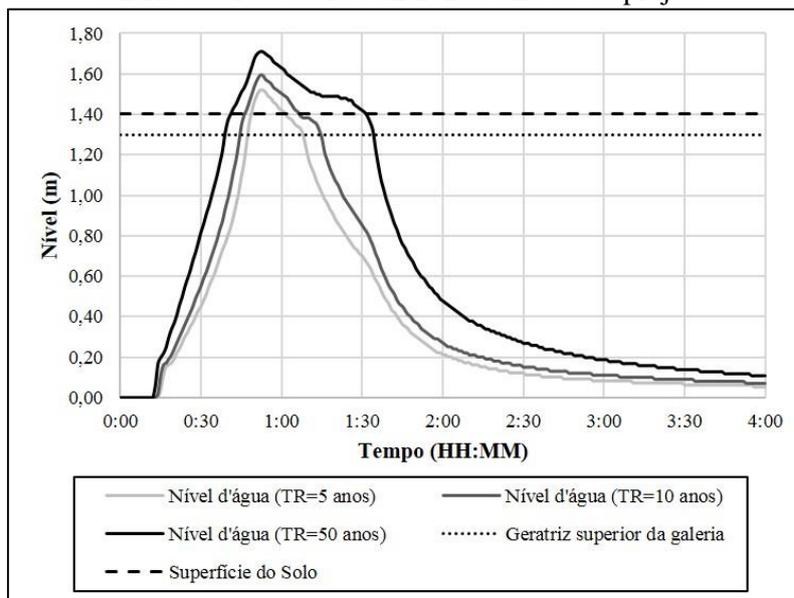
A Figura 28 apresenta o perfil longitudinal do riacho do Sapo modelado no SWMM no ponto crítico de alagamento 1. Nota-se o estrangulamento existente caracterizado pela redução na profundidade máxima do canal de 2,22 m para 1,30 m ao entrar na galeria, o que corresponde a uma redução de 41,4%. Assim, durante as simulações, observou-se que a profundidade máxima da galeria foi superada durante eventos pluviométricos recorrentes, como uma chuva com tempo de retorno de 5 anos (Figura 28).

Figura 28 – Perfil longitudinal do riacho do Sapo no ponto crítico de alagamento 1 modelado no SWMM (à esquerda), destacando o estrangulamento observado *in loco* (à direita)



A Figura 29 apresenta o nível d'água simulado no ponto crítico de alagamento 1 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos, assim como o nível da geratriz superior da galeria sob a Avenida Comendador Gustavo Paiva em sua seção de entrada e o nível do solo na região. Nota-se que uma chuva com tempo de retorno de 5 anos provoca uma lâmina de 12 cm de alagamento na região. Esta lâmina atinge 31 cm durante uma chuva com tempo de retorno de 50 anos.

Figura 29 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 1 empregando o modelo do cenário atual da bacia e diferentes chuvas de projeto



Estes alagamentos constantes no ponto crítico de alagamento 1 provocam transtornos aos transeuntes da região pois este ponto está localizado próximo à Avenida Comendador

Gustavo Paiva, uma das avenidas de grande circulação de Maceió que contribui para a conexão entre o centro e a zona norte do município. Além disto, este ponto crítico de alagamento também está localizado em uma das rotas de acesso à comunidade da Grota do Cigano, o que gera incômodo para a população da região.

Seguindo para jusante, o segundo ponto crítico está situado no exutório da sub-bacia 4, no bairro da Mangabeiras. Conforme pode ser observado na Figura 30, este ponto de alagamento está localizado em uma região plana da bacia hidrográfica que recebe as águas oriundas de uma região mais íngreme e com grande parcela de impermeabilização do solo, as sub-bacias 3 e 4.

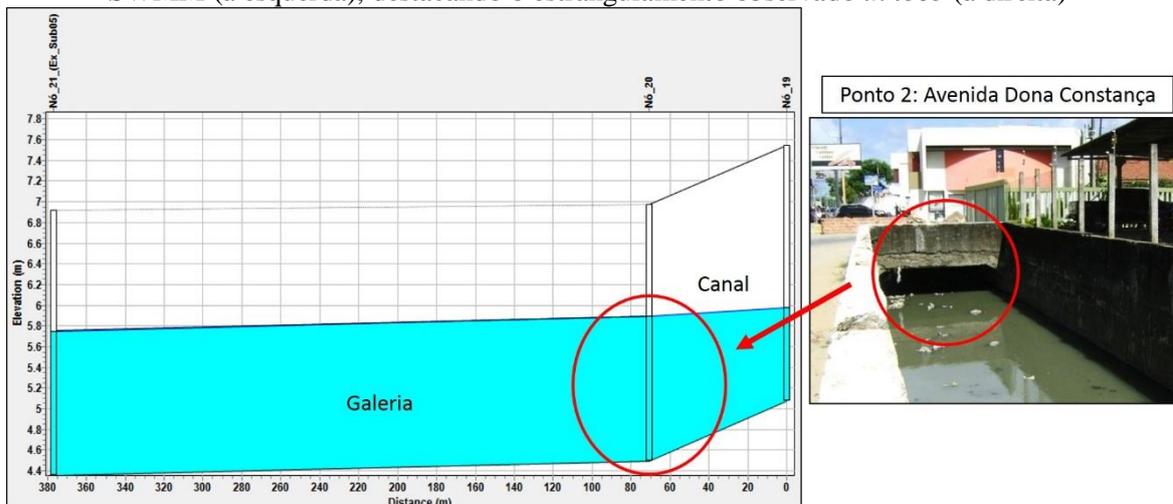
Além disto, no trecho do alagamento, o riacho do Sapo também sofre um brusco estrangulamento na seção transversal passando a transportar suas águas através de uma galeria, conforme mostra a Figura 26. Sendo assim, o canal a montante drena rapidamente as águas das sub-bacias localizadas a montante mas reduz bruscamente sua capacidade de transporte no exutório da sub-bacia 4, o que provoca constantes alagamentos na região.

Figura 30 – Mosaico apresentando as características topográficas e padrão de ocupação observado nas sub-bacias próximas que contribuem para o alagamento no exutório da sub-bacia 4 (ponto 2)



A Figura 31 apresenta o perfil longitudinal do riacho do Sapo modelado no SWMM no ponto crítico de alagamento 2. Nota-se um estrangulamento existente caracterizado pela redução na profundidade máxima do canal de 2,48 m para 1,40 m ao entrar na galeria, o que corresponde a uma redução de 43,5% na profundidade máxima. Durante as simulações, observou-se que a profundidade máxima da galeria foi superada durante eventos pluviométricos recorrentes, como uma chuva com tempo de retorno de 5 anos (Figura 31).

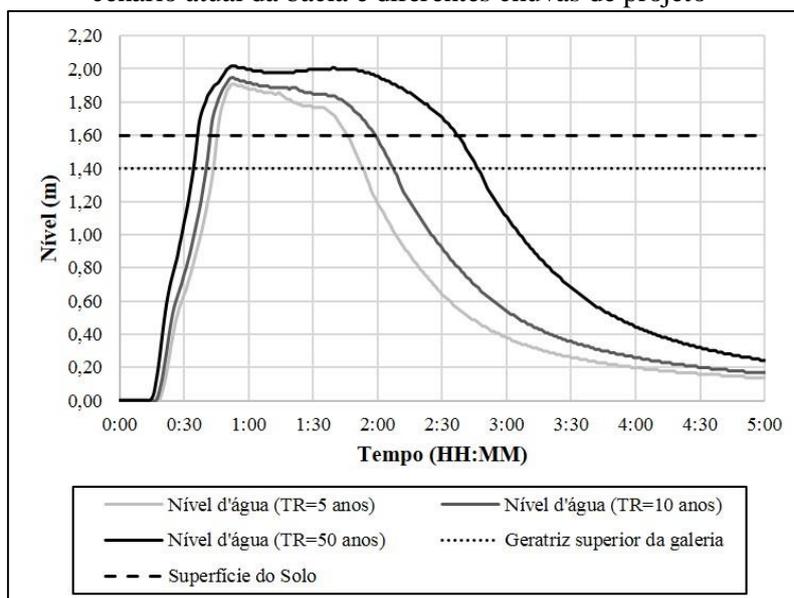
Figura 31 – Perfil longitudinal do riacho do Sapo no ponto crítico de alagamento 2 modelado no SWMM (à esquerda), destacando o estrangulamento observado *in loco* (à direita)



A Figura 32 apresenta o nível d'água simulado no ponto crítico de alagamento 2 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos, assim como o nível da geratriz superior da galeria em sua seção de entrada e o nível do solo na região.

Diferente do caso anterior, no ponto crítico de alagamento 2, o canal aberto apresenta uma borda saliente de aproximadamente 1,00 m acima da geratriz superior da galeria que impede seu transbordamento direto assim que a capacidade da galeria é superada, conforme pode ser observado na Figura 31. No entanto, sempre que o nível d'água dentro do canal superar o nível do solo na vizinhança, um alagamento terá início visto que o sistema de microdrenagem (bocas de lobo e condutos) da região também estará sobrecarregado.

Figura 32 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 2 empregando o modelo do cenário atual da bacia e diferentes chuvas de projeto



Observando a Figura 32, nota-se que uma chuva com tempo de retorno de 5 anos já provoca uma lâmina de 31 cm de alagamento na região. Esta lâmina pode chegar a 42 cm durante uma chuva com tempo de retorno de 50 anos. Este fato provoca transtornos locais pois esta é uma importante região comercial de grande circulação, onde está situado um dos maiores *shoppings center* do município e dois outros grandes estabelecimentos comerciais. Além disto, o alagamento compromete o tráfego em importante avenida de acesso à orla de Maceió, a Avenida Dona Constança. Devido a isto, é frequente os noticiários registrarem os eventos de alagamento nesta região, conforme pode ser observado na Figura 33.

Figura 33 – Registros de alagamento na Avenida Dona Constança, nas proximidades do ponto crítico 2. (Fonte: A – Madeiro, 2009; B – Galvão, 2011; C – Sérgio, 2013; D – Dantas, 2014)



O terceiro ponto crítico de alagamento está localizado na região plana da bacia do riacho do Sapo, no bairro da Jatiúca. Neste ponto, apesar do riacho do Sapo sofrer uma transição de canal (aberto) para galeria (fechado), nota-se que não há um estrangulamento da seção como nas situações anteriores, visto que a galeria (a jusante) apresenta dimensões superiores ao canal (a montante), conforme pode ser observado na Figura 26.

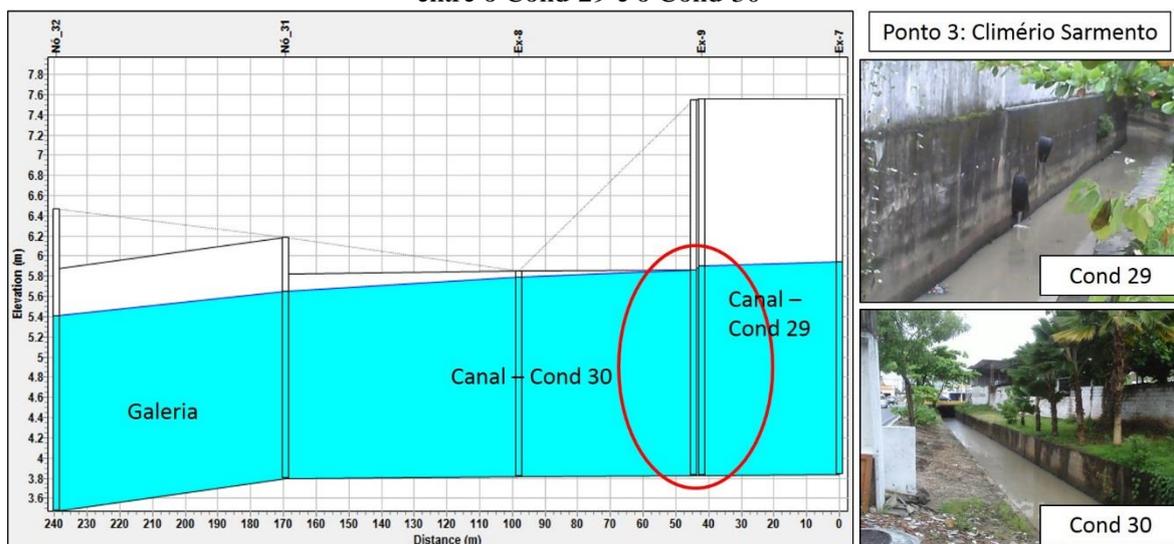
Neste ponto, os alagamentos constantes ocorrem devido à redução na profundidade do canal, já que o canal passa de uma profundidade de 3,73 m em um trecho localizado a montante para uma profundidade de 2,04 m, reduzindo assim sua capacidade de transporte, conforme pode ser observado na Figura 34.

Figura 34 – Redução na profundidade máxima do riacho do Sapo observada no terceiro ponto crítico de alagamento



A Figura 35 apresenta o perfil longitudinal do riacho do Sapo no ponto crítico de alagamento 3 modelado no SWMM. Nota-se a redução considerável na profundidade máxima do canal citada anteriormente. Desta forma, durante as simulações, observou-se que a profundidade máxima do canal (Cond-30) foi superada durante eventos pluviométricos recorrentes, como uma chuva com tempo de retorno de 5 anos (Figura 35).

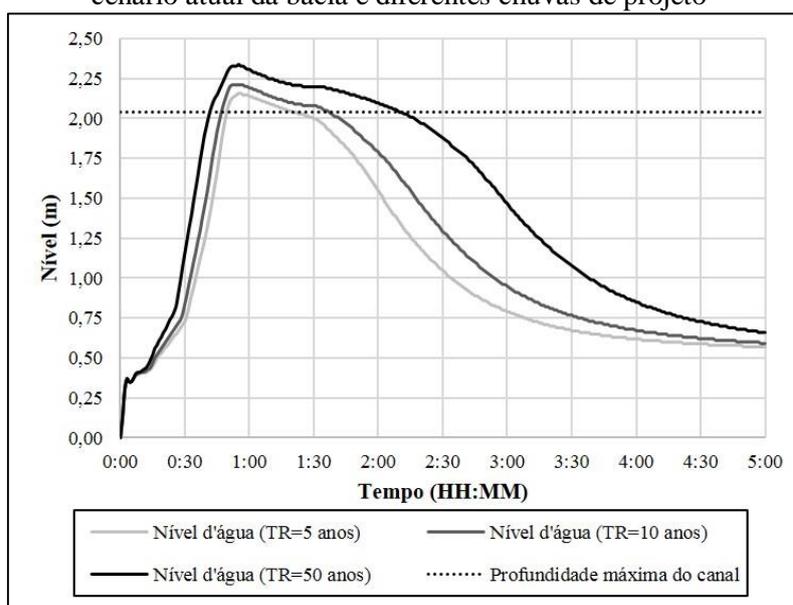
Figura 35– Perfil longitudinal do riacho do Sapo no ponto crítico de alagamento 3 modelado no SWMM (à esquerda), destacando a redução na profundidade máxima do canal aberto ocorrida entre o Cond-29 e o Cond-30



A Figura 36 apresenta o nível d'água simulado no ponto crítico de alagamento 2 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos, assim como a profundidade máxima do canal (Cond-30). Neste ponto, a profundidade máxima do canal coincide com o

nível do solo na vizinhança e portanto não foi plotado no gráfico. Observando a figura, nota-se que uma chuva com tempo de retorno de 5 anos já provoca uma lâmina de 12 cm de alagamento na região. Esta lâmina atinge 30 cm durante uma chuva com tempo de retorno de 50 anos. Este fato gera um impacto considerável para a comunidade da região visto que este trecho do canal está localizado próximo a um conjunto residencial e a um grande estabelecimento comercial.

Figura 36 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 3 empregando o modelo do cenário atual da bacia e diferentes chuvas de projeto



Diante do exposto, nota-se a existência de três pontos críticos na bacia do riacho do Sapo que sofrem com problemas de alagamentos constantes. Estes pontos estão localizados em regiões comerciais e residenciais e, devido a isso, provocam impactos negativos no cotidiano de moradores e transeuntes da região, além de comprometem a estrutura viária do município.

Como o riacho está praticamente canalizado em toda sua extensão, considera-se que um projeto foi desenvolvido para tal e, portanto, esperava-se que a falha do sistema de drenagem ocorresse com uma frequência menor, ou seja, para eventos com tempo de retorno superior aos 5 anos avaliados. Entretanto, a intensa impermeabilização do solo da bacia ocorrida nas últimas décadas, aliada ao despejo de resíduos (sólidos e líquidos) e outros fatores associados à manutenção do canal, conforme relatado nos trabalhos desenvolvidos na bacia (Pimentel, 2009; Silva Júnior, 2009; Vidal, 2012; Peplau, 2013; Barros, 2013; Silva, 2014), têm comprometido a capacidade de transporte do riacho do Sapo, agravando assim o cenário de alagamentos na bacia.

Quanto ao impacto da impermeabilização no escoamento da bacia do riacho do Sapo, Barros (2013) cita que, entre setembro/2002 e novembro/2010, as sub-bacias 3 e 6 chegaram a apresentar aumentos de 48% e 41% na vazão de pico devido a acréscimos de 16% e 13% no percentual de impermeabilização do solo, respectivamente.

4.4 Análise e comparação dos cenários com intervenção

Nesta seção serão discutidos os resultados encontrados a partir da modelagem hidrológico-hidráulica realizada através do SWMM para os três cenários com as intervenções propostas. Os resultados observados nos cenários com as intervenções serão discutidos comparativamente com o cenário atual da bacia avaliado através do diagnóstico realizado no item anterior.

4.4.1 Cenário I: Implantação de reservatórios de retenção na escala de sub-bacia

Este cenário propõe a implantação de reservatórios de retenção na escala de sub-bacia em três pontos da bacia do riacho do Sapo. Comparando a localização dos reservatórios implantados com a localização dos pontos críticos de alagamento na bacia do riacho do Sapo identificados no item anterior, nota-se que os três reservatórios de retenção propostos estão situados próximos aos pontos de alagamento, principalmente os reservatórios 1 e 3, conforme pode ser observado na Figura 37.

Figura 37 – Localização dos reservatórios de retenção e pontos críticos de alagamento na bacia do riacho do Sapo



Esta situação é oportuna pois possibilita a mitigação dos problemas de alagamento ao propor o desvio de parte do escoamento do canal para o reservatório, aliviando assim o fluxo no canal principal do riacho do Sapo nos pontos de alagamentos. Quanto à evacuação dos reservatórios, optou-se pela realização de maneira controlada em regiões mais a jusante dos pontos de alagamento visto que, no caso em estudo, os alagamentos são causados pela redução abrupta da capacidade de transporte do canal. Ou seja, os reservatórios de detenção foram concebidos para compensar o escoamento no sistema de drenagem da bacia ao transferir de forma controlada o escoamento de um trecho mais sobrecarregado para um trecho menos sobrecarregado localizado mais a jusante.

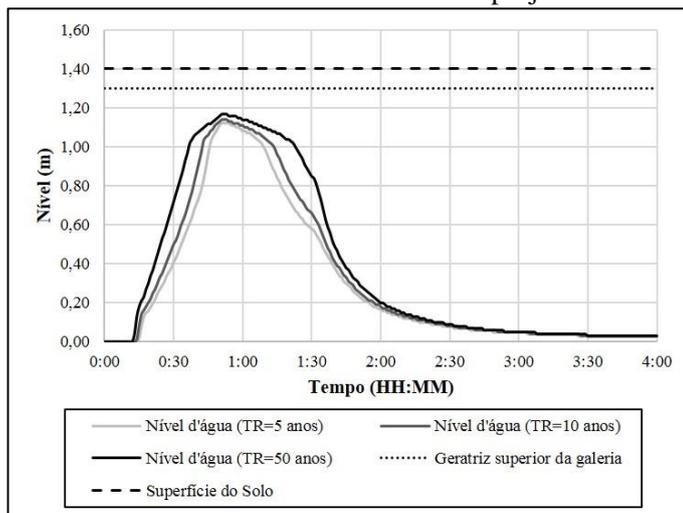
A seguir serão apresentados os resultados das simulações obtidos no cenário I para chuvas com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos, com uma discussão dos impactos no escoamento da bacia causados pela implantação dos reservatórios de detenção. As análises serão realizadas separadamente para cada reservatório de detenção, sendo realizada uma síntese de todo o cenário I no final.

- Reservatório de detenção 1

A Figura 38 apresenta os níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 1 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos após a implantação do reservatório 1, assim como o nível da geratriz superior da galeria sob a Avenida Comendador Gustavo Paiva em sua seção de entrada e o nível do solo na região. Observando a figura, nota-se que o nível d'água não atingiu o nível do solo nem a geratriz superior da galeria, ou seja, não ocorreu alagamento neste ponto. Na situação mais crítica, para uma chuva com tempo de retorno de 50 anos, a galeria apresentou um tirante de ar livre de aproximadamente 15 cm.

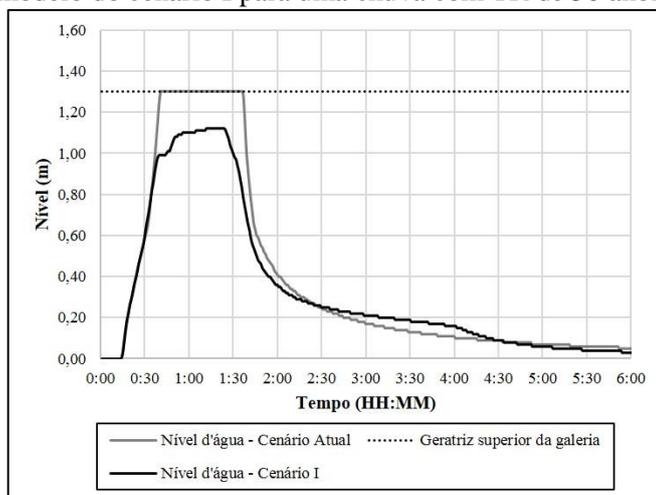
Avaliando ainda a Figura 38, nota-se que quando o nível d'água atinge 1,00 m, aproximadamente, a taxa de enchimento do canal sofreu uma redução durante todos os três eventos avaliados. Isto ocorreu devido à implantação do reservatório de detenção 1, pois, como a altura do vertedor 1 é 1,00 m, quando a linha d'água atingiu este nível, parte do escoamento verteu para o reservatório, aliviando assim o escoamento no canal principal do riacho do Sapo e evitando o alagamento no ponto crítico 1.

Figura 38 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 1 empregando o modelo do cenário I e diferentes chuvas de projeto



Além de avaliar a situação no ponto crítico de alagamento, foi avaliada também o nível d'água no ponto de descarga do reservatório de detenção 1 para a situação de chuva mais crítica. A Figura 39 apresenta uma comparação entre os níveis d'água simulados para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 50 anos no cenário atual da bacia e no cenário com a implantação do reservatório de detenção 1 (cenário I). O trecho do riacho do Sapo avaliado corresponde a uma galeria de 1,30 m de profundidade situada sob a Avenida Comendador Gustavo Paiva, mais a jusante do ponto crítico de alagamento 1, onde foi simulado o ponto de descarga do reservatório 1.

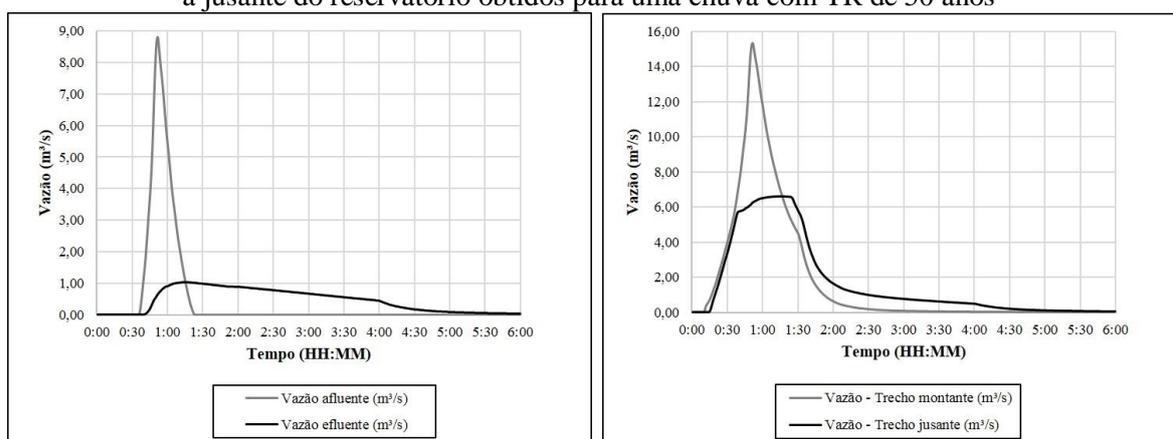
Figura 39 – Níveis d'água simulados no trecho do riacho do Sapo correspondente ao ponto de descarga do reservatório de detenção 1. Simulação empregando o modelo do cenário atual e o modelo do cenário I para uma chuva com TR de 50 anos



Observando a Figura 39, nota-se que, no cenário atual da bacia, ocorreu o afogamento da galeria devido ao alagamento no ponto crítico 1. No entanto, no cenário I, a galeria passou a trabalhar em regime de escoamento livre, já que o nível d'água máximo simulado foi de 1,12 m, restando um tirante de ar de livre de 18 cm dentro da galeria. Isto ocorreu, pois parte do escoamento foi desviado para o reservatório 1 num ponto mais a montante, aliviando o fluxo neste trecho do riacho do Sapo, conforme relatado anteriormente. Além disso, é possível concluir também que o orifício 1 implantado para o controle da evacuação do reservatório de detenção 1 funcionou satisfatoriamente, permitindo a saída de uma vazão conforme a capacidade do canal.

A Figura 40 mostra dois conjuntos gráficos: à esquerda, estão apresentados os hidrogramas das vazões afluentes e efluentes; já à direita, estão os hidrogramas simulados nos trechos do riacho do Sapo imediatamente a montante e a jusante do reservatório de detenção 1. A figura da esquerda mostra que todo o volume de água que verteu para o reservatório 1 em aproximadamente 1 h foi retornado para o canal ao longo de 4 h. Este fato provocou uma redução na vazão de pico de 9,0 m³/s para 1,0 m³/s, aproximadamente, o que corresponde a um abatimento de 88% na vazão de pico. Este abatimento promovido pelo reservatório teve reflexo no canal principal do riacho do Sapo, conforme mostra a figura à direita. Nota-se que a vazão de pico no canal sofreu uma redução de 15,5 m³/s para 6,5 m³/s, aproximadamente, ou seja, um abatimento de 58% na vazão de pico.

Figura 40 – À esquerda, hidrogramas das vazões afluentes e efluentes do reservatório de detenção 1 e, à direita, hidrogramas das vazões nos trechos do riacho do Sapo imediatamente a montante e a jusante do reservatório obtidos para uma chuva com TR de 50 anos

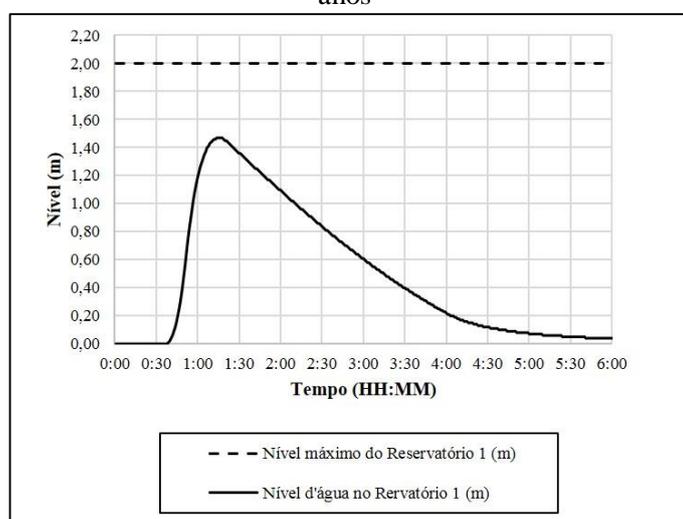


Por fim, a Figura 41 apresenta o nível d'água no interior do reservatório de detenção 1 durante o período de simulação. Observando a figura, nota-se que, quando o armazenamento máximo foi atingido, o nível d'água no reservatório atingiu 1,40 m, restando

uma borda livre de 60 cm, aproximadamente. Isto pode levar à consideração de uma maior restrição na vazão de evacuação do reservatório através da redução do orifício. No entanto, conforme exposto anteriormente, o orifício foi bem dimensionado, pois a vazão evacuada ficou na iminência de provocar o afogamento da galeria no trecho a jusante do reservatório. Diante disto, é possível considerar que o reservatório foi superdimensionado, já que ele está trabalhando com 71% de sua capacidade máxima na situação mais crítica.

A Figura 41 mostra ainda que o tempo de funcionamento do reservatório 1 foi cerca de 5 h e 30 min.

Figura 41 - Nível d'água no reservatório de retenção 1 simulado para uma chuva com TR de 50 anos



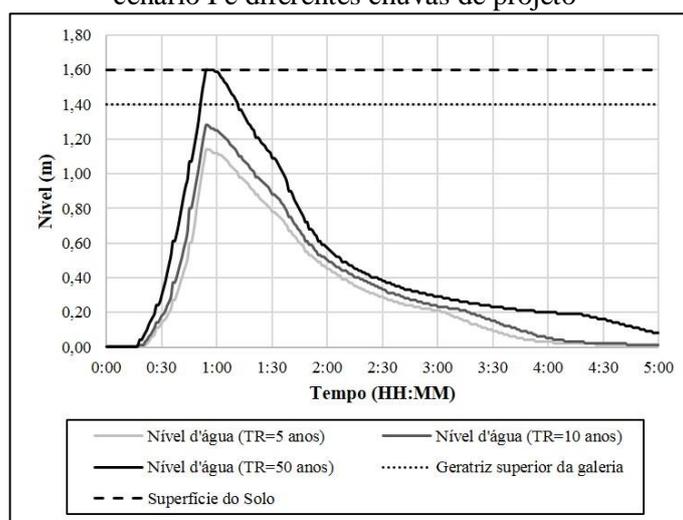
- Reservatório de retenção 2

A Figura 42 apresenta os níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 2 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos após a implantação do reservatório 2, assim como o nível da geratriz superior da galeria em sua seção de entrada e o nível do solo na região. Observando a figura, nota-se que, para os eventos com tempos de retorno de 5 e 10 anos, o nível d'água não atingiu nem ao menos a geratriz superior da galeria. No entanto, para uma chuva com tempo de retorno de 50 anos, a galeria ficou 20 cm afogada e o nível d'água atingiu o nível do solo, ficando na iminência de ocorrer um alagamento na região.

Diferente do ponto crítico anterior, não é possível notar o ponto onde o reservatório de retenção 2 começa a atuar pois o vertedor que regula o início do seu funcionamento está situado 270 m a montante do ponto crítico de alagamento 2. Além disto, grande parte da contribuição no escoamento deste ponto é feita pela sub-bacia 4. Como seu exutório está

situado mais a jusante do reservatório 2, o escoamento desta sub-bacia não pôde ser controlado, dando a impressão, ao observar a Figura 42, que não houve controle no escoamento neste ponto. No entanto, se compararmos os níveis do cenário atual, apresentados na Figura 32, com os níveis do cenário I, apresentados na Figura 42, nota-se que houve sim uma redução nos níveis d'água no ponto crítico. Entretanto, enfatiza-se que este efeito foi causado pela ação conjunta dos reservatórios de detenção 1 e 2.

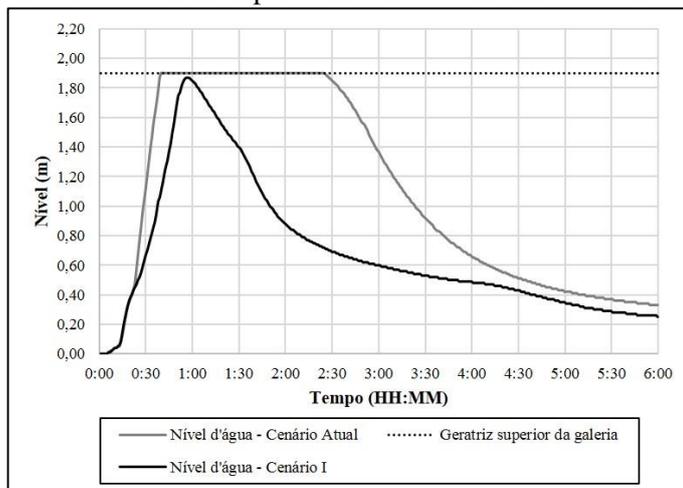
Figura 42 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 2 empregando o modelo do cenário I e diferentes chuvas de projeto



Além de avaliar a situação no ponto crítico de alagamento, foi avaliada também o nível d'água no ponto de descarga do reservatório de detenção 2 para a situação de chuva mais crítica. A Figura 43 apresenta uma comparação entre os níveis d'água simulados para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 50 anos no cenário atual da bacia e no cenário com a implantação do reservatório de detenção 2 (cenário I). O trecho do riacho do Sapo avaliado corresponde a uma galeria de 1,90 m de profundidade situada no canteiro da Avenida Dona Constança, mais a jusante do ponto crítico de alagamento 2, onde foi simulado o ponto de descarga do reservatório 2.

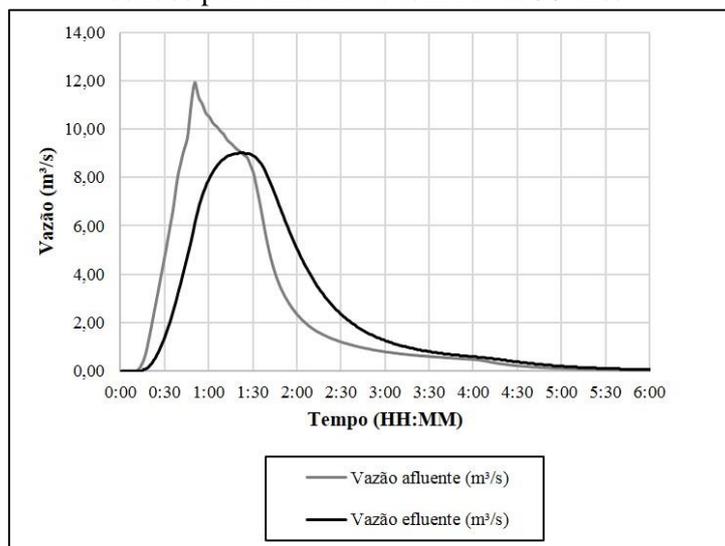
Observando a Figura 43, nota-se que, no cenário atual da bacia, ocorreu o afogamento da galeria. No entanto, no cenário I, a galeria ficou na iminência de trabalhar em regime de escoamento pressurizado, já que o nível d'água máximo simulado foi de 1,87 m. Isto ocorreu devido a implantação dos reservatórios de detenção 1 e 2, aliviando o fluxo neste trecho do riacho do Sapo. Além disso, é possível concluir também que o orifício 2 implantado para o controle da evacuação do reservatório de detenção 2 funcionou conforme projetado, permitindo a saída de uma vazão de acordo com a capacidade do canal.

Figura 43 – Níveis d'água simulados num trecho do riacho do Sapo correspondente ao ponto de descarga do reservatório de detenção 2. Simulação empregando o modelo do cenário atual e o modelo do cenário I para uma chuva com TR de 50 anos



A Figura 44 apresenta os hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para o reservatório de detenção 2. Nota-se que, apesar do retardo no hidrograma de entrada ter sido pouco evidente, as vazões de evacuação do reservatório foram distribuídas de maneira mais controlada, o que provocou uma redução na vazão de pico de $12,0 \text{ m}^3/\text{s}$ para $9,0 \text{ m}^3/\text{s}$, aproximadamente, o que corresponde a um abatimento de 24% na vazão de pico. Este abatimento promovido pelo reservatório teve reflexo no canal principal do riacho do Sapo, conforme discutido anteriormente.

Figura 44 – Hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para o reservatório de detenção 2 obtidos para uma chuva com TR de 50 anos



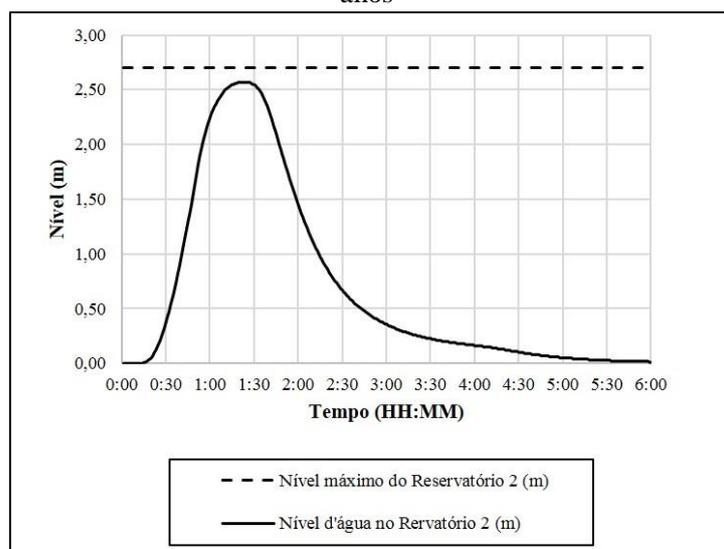
Para este trecho do riacho do Sapo, não é possível avaliar o impacto do reservatório de detenção 2 no canal através da análise dos hidrogramas nos trechos imediatamente a

montante e a jusante do reservatório porque entre estes pontos ocorre a contribuição de duas sub-bacias (4 e 5). A análise poderia ser feita através da comparação entre os hidrogramas do cenário atual e do cenário I no ponto de descarga do reservatório de detenção 2. Entretanto, esta análise já foi feita anteriormente em termos de nível d'água no canal no trecho imediatamente a jusante do reservatório 2.

Por fim, a Figura 45 apresenta o nível d'água no interior do reservatório de detenção 2 durante o período de simulação. Observando a figura, nota-se que, quando o armazenamento máximo foi atingido, o nível d'água no reservatório atingiu 2,60 m, restando uma borda livre de 10 cm, aproximadamente. Diante disto, é possível considerar que o reservatório foi dimensionado satisfatoriamente, já que ele está trabalhando com 95% de sua capacidade máxima na situação mais crítica.

A Figura 45 mostra ainda que o tempo de funcionamento do reservatório 2 foi cerca de 5 h.

Figura 45 - Nível d'água no reservatório de detenção 2 simulado para uma chuva com TR de 50 anos

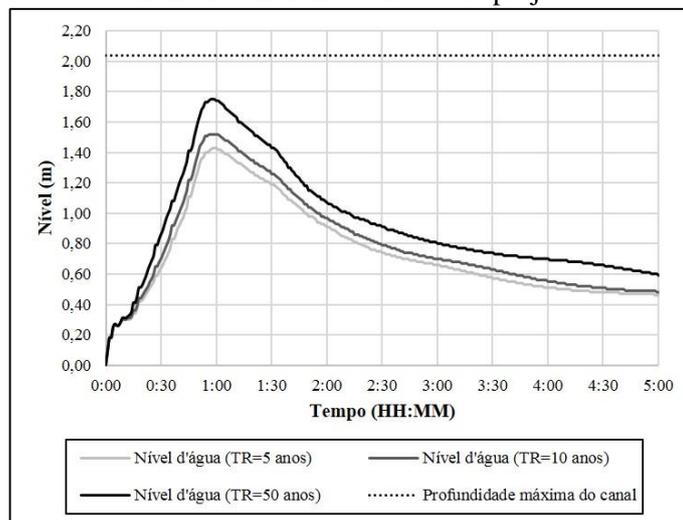


- Reservatório de detenção 3

A Figura 46 apresenta os níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 3 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos após a implantação do reservatório 3, assim como a profundidade máxima do canal neste ponto. Observando a figura, nota-se que o nível d'água não atingiu a profundidade máxima do canal, ou seja, não ocorreu alagamento neste ponto. Na situação mais crítica, para uma chuva com tempo de

retorno de 50 anos, foi obtida uma diferença entre o nível d'água e a borda do canal de aproximadamente 30 cm.

Figura 46 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 3 empregando o modelo do cenário I e diferentes chuvas de projeto



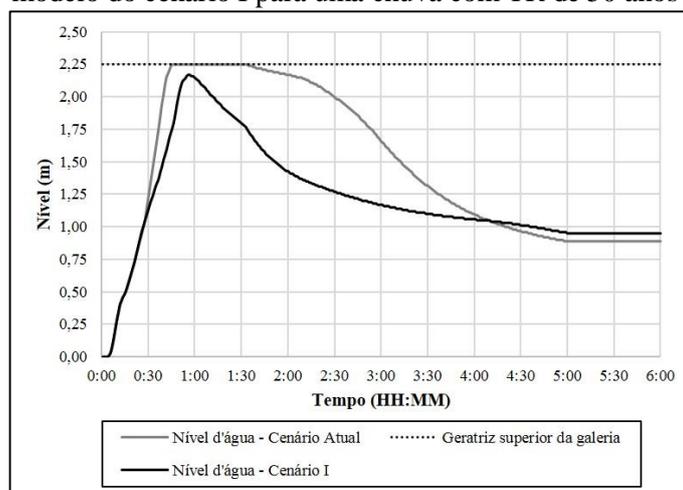
De maneira semelhante ao ponto crítico anterior, não é possível notar o ponto onde o reservatório de detenção 3 começa a atuar pois grande parte da contribuição no escoamento neste ponto é feita pela sub-bacia 8. Como seu exutório está situado a jusante do reservatório 3, o escoamento desta sub-bacia não pôde ser controlado, dando a impressão, ao observar a Figura 46, que não houve controle no escoamento neste ponto. No entanto, se compararmos os níveis do cenário atual, apresentados na Figura 36, com os níveis do cenário I, apresentados na Figura 46, nota-se que houve sim uma redução nos níveis d'água no ponto crítico. Entretanto, enfatiza-se que este efeito foi causado pela ação conjunta dos reservatórios de detenção 1, 2 e 3.

Além de avaliar a situação no ponto crítico de alagamento, foi avaliada também o nível d'água no ponto de descarga do reservatório de detenção 3 para a situação de chuva mais crítica. A Figura 47 apresenta uma comparação entre os níveis d'água simulados para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 50 anos no cenário atual da bacia e no cenário com a implantação do reservatório de detenção 2 (cenário I). O trecho do riacho do Sapo avaliado corresponde a uma galeria de 2,25 m de profundidade situada no canteiro da Avenida Cid Scala, mais a jusante do ponto crítico de alagamento 3, onde foi simulado o ponto de descarga do reservatório 3.

Observando a Figura 47, nota-se que, no cenário atual da bacia, ocorreu o afogamento da galeria. No entanto, no cenário I, a galeria passou a trabalhar em regime de escoamento

livre, já que o nível d'água máximo simulado foi de 2,17 m, restando um tirante de ar de livre de 08 cm dentro da galeria. Isto ocorreu devido a implantação dos reservatórios de retenção 1, 2 e 3, aliviando o fluxo neste trecho do riacho do Sapo. Além disso, é possível concluir também que o orifício 3 implantado para o controle da evacuação do reservatório de retenção 3 funcionou satisfatoriamente, permitindo a saída de uma vazão de acordo com a capacidade do canal.

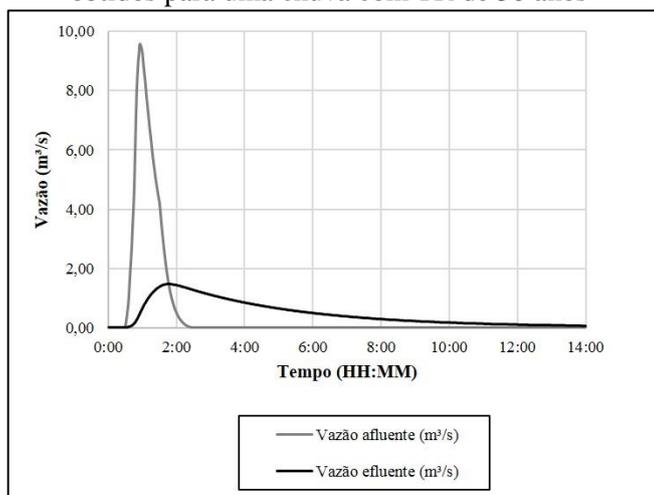
Figura 47 – Níveis d'água simulados num trecho do riacho do Sapo correspondente ao ponto de descarga do reservatório de retenção 3. Simulação empregando o modelo do cenário atual e o modelo do cenário I para uma chuva com TR de 50 anos



A Figura 48 apresenta os hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para o reservatório de retenção 3. Nota-se que, que todo o volume de água que verteu para o reservatório 3 em aproximadamente 1 h e 30 min foi retornado para o canal ao longo de 14 h. Este fato provocou uma redução na vazão de pico de 9,5 m³/s para 1,5 m³/s, aproximadamente, o que corresponde a um abatimento de 85% na vazão de pico. Este abatimento promovido pelo reservatório teve reflexo no canal principal do riacho do Sapo, conforme discutido anteriormente.

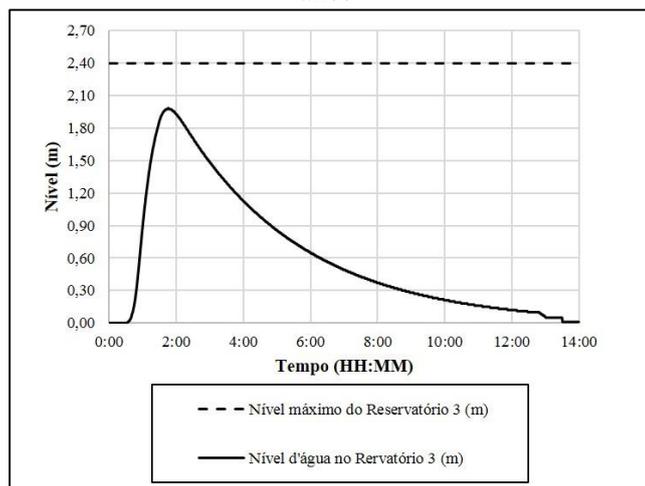
Assim como no caso anterior do reservatório de retenção 2, para este trecho do riacho do Sapo, não é possível avaliar o impacto do reservatório de retenção 3 no canal através da análise dos hidrogramas nos trechos imediatamente a montante e a jusante do reservatório porque entre estes pontos ocorre a contribuição da sub-bacias 8. A análise poderia ser feita através da comparação entre os hidrogramas do cenário atual e do cenário I no ponto de descarga do reservatório de retenção 2. Entretanto, esta análise já foi feita anteriormente em termos de nível d'água no canal no trecho imediatamente a jusante do reservatório 3.

Figura 48 – Hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para o reservatório de detenção 3 obtidos para uma chuva com TR de 50 anos



Por fim, a Figura 49 apresenta o nível d'água no interior do reservatório de detenção 3 durante o período de simulação. Observando a figura, nota-se que, quando o armazenamento máximo foi atingido, o nível d'água no reservatório atingiu 2,00 m, restando uma borda livre de 40 cm, aproximadamente. Diante disto, é possível considerar que o reservatório foi dimensionado satisfatoriamente, já que ele está trabalhando com 82% de sua capacidade máxima na situação mais crítica.

Figura 49 - Nível d'água no reservatório de detenção 3 simulado para uma chuva com TR de 50 anos



A Figura 49 mostra ainda que o tempo de funcionamento do reservatório 3 foi cerca de 14 h.

- Síntese do cenário I

Conforme apresentado neste subitem, a implantação dos reservatórios de retenção mitigou os problemas de alagamento nos pontos críticos diagnosticados na bacia do riacho do Sapo. Os reservatórios funcionaram satisfatoriamente ao promoverem a redução na vazão de pico do escoamento que foi desviado para seu interior, apresentando abatimentos que variaram entre 24% e 88%, conforme está disposto na Tabela 29. Este abatimento teve reflexo no riacho do Sapo, reduzindo assim suas vazões e evitando o transbordamento do canal.

Tabela 29 – Resumo das variáveis hidráulicas obtidas durante a simulação do funcionamento dos reservatórios de retenção para uma chuva de projeto com TR de 50 anos

Reservatório	Vazão de pico (m ³ /s)		Abatimento (%)	Preenchimento máximo (%)	Tempo de funcionamento (h)
	Afluente	Efluente			
1	8,8	1,0	88,2	71	5,5
2	11,9	9,0	24,3	95	5,0
3	9,6	1,5	84,4	82	14,0

Observou-se também que os reservatórios de retenção 2 e 3 foram dimensionados satisfatoriamente, apresentando um preenchimento máximo superior a 80% de sua capacidade na situação mais crítica, conforme listado na Tabela 29.

Quanto ao reservatório de retenção 1, o preenchimento máximo simulado foi de 71% de sua capacidade na situação mais crítica. Avaliando este caso, notou-se que a superestimação no volume de retenção do reservatório ocorreu devido à uma subestimação na capacidade máxima de transporte do canal no ponto crítico de alagamento 1 que, no presente trabalho, foi adotada conforme as vazões de restrição apresentadas por Peplau (2013) e Peplau & Neves (2014). Empregando o modelo hidráulico elaborado no presente trabalho, notou-se que a capacidade de transporte do canal neste ponto (6,5 m³/s o que corresponde a uma vazão de restrição de 135,61 l/s/ha) é superior à apresentada pelos outros autores (114,8 l/s/ha). Essa subestimação está relacionada à diferença entre a modelagem hidráulica realizada neste trabalho e nos outros trabalho, associada principalmente ao parâmetro n-Manning do canal. Peplau (2013) e Peplau & Neves (2014) empregaram metodologias que estimaram valores para o Manning do canal superiores aos valores obtidos no presente trabalho, o que provocou uma vazão de restrição menor. Esta subestimação não foi observada nos pontos críticos de alagamento 2 e 3 devido, principalmente, à declividade

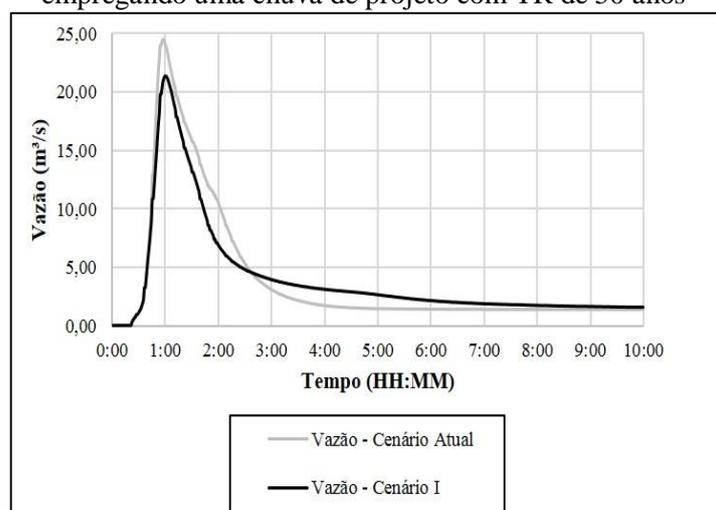
mais tênue do canal nesta região. No caso do ponto de alagamento 1, como a declividade é mais acentuada, a modelagem apresentou diferenças significativas nos resultados.

Aplicando a vazão máxima capaz de ser transportada pelo canal obtida através da modelagem hidráulica ($6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ou $135,61 \text{ l/s/ha}$) e realizando um novo dimensionamento via o método da curva envelope, foi obtida uma altura para o reservatório de detenção de $1,56 \text{ m}$ (mantendo as demais dimensões do reservatório 1 iguais). Esta altura está mais condizente com a altura máxima de armazenamento simulada ($1,40 \text{ m}$) e acarreta um nível de uso de 90% de sua capacidade máxima na situação mais crítica.

Por fim, avaliando ainda a Tabela 29, nota-se que todos os três reservatórios de detenção apresentaram tempo de funcionamento inferior a 24 h que é o limite recomendado na literatura para este tipo de estrutura (Baptista *et al.*, 2005; Nascimento & Baptista, 2009), destacando assim o satisfatório dimensionamento realizado.

Quanto à análise do efeito global dos reservatórios de detenção na bacia do riacho do Sapo, a Figura 50 mostra o comportamento das vazões simuladas na foz do riacho do Sapo para o cenário atual e para o cenário I empregando uma chuva de projeto com tempo de retorno de 50 anos. A análise da figura permite afirmar que a implantação dos três reservatórios de detenção acarretou na redução da vazão de pico na foz do riacho do Sapo de $24,5 \text{ m}^3/\text{s}$ para $21,4 \text{ m}^3/\text{s}$, o que corresponde a um abatimento de 13% na vazão de pico, aproximadamente.

Figura 50 – Hidrogramas simulados na foz do riacho do Sapo para o cenário atual e cenário I empregando uma chuva de projeto com TR de 50 anos



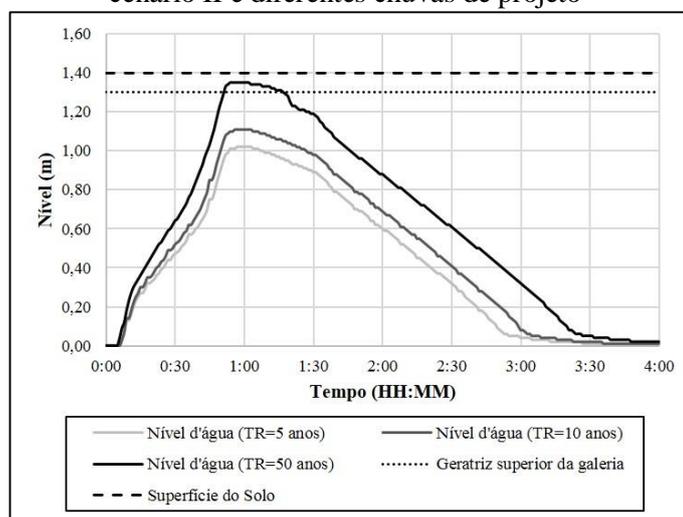
4.4.2 Cenário II: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes residenciais

Neste cenário foi proposta a implantação de microrreservatórios de retenção em todos os lotes residenciais situados na bacia do riacho do Sapo. A seguir serão apresentados os resultados obtidos com a modelagem do Cenário II sendo realizada a análise do impacto da implantação dos microrreservatórios de retenção nos lotes de maneira integrada aos avaliar os efeitos provocados nos pontos de alagamento (efeito local) e na foz do riacho do Sapo (efeito global).

- Ponto crítico de alagamento 1

A Figura 51 apresenta os níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 1 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos após a implantação dos microrreservatórios de retenção nos lotes, assim como o nível da geratriz superior da galeria sob a Avenida Comendador Gustavo Paiva em sua seção de entrada e o nível do solo na região.

Figura 51 - Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 1 empregando o modelo do cenário II e diferentes chuvas de projeto



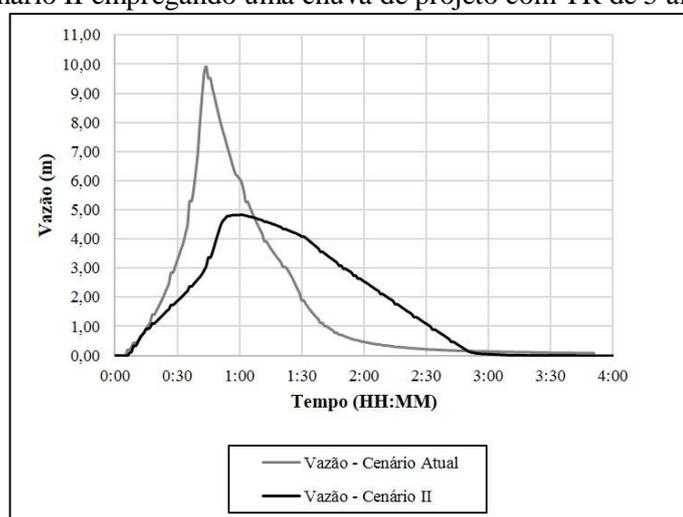
Observando a figura, nota-se que o nível d'água não atingiu o nível do solo nem a geratriz superior da galeria durante a chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos, ou seja, não ocorreu alagamento no ponto crítico 1 durante o evento pluviométrico com a frequência empregada no dimensionamento dos microrreservatórios. Nota-se ainda que, apesar dos microrreservatórios terem sido dimensionados para um evento com tempo de retorno de 5 anos, durante a chuva com tempo de retorno de 10 anos a galeria apresentou um

tirante de ar livre de aproximadamente 20 cm. Já durante o evento mais crítico, para uma chuva com tempo de retorno de 50 anos, a galeria ficou afogada no entanto, o nível da superfície do solo não foi superado, ou seja, não ocorreu alagamento na região.

Comparando os resultados deste cenário com os obtidos no cenário atual da bacia, observa-se que os alagamentos que ocorriam para chuvas com tempo de retorno de 5, 10 e 50 anos foram eliminados. Analisando a eficiência da implantação dos microrreservatórios de retenção do cenário II no ponto crítico 1 em termos de nível d'água, ao comparar os níveis máximos simulados no cenário atual (apresentado na Figura 29) com os níveis máximos simulados no cenário II (apresentados na Figura 51), foram obtidos abatimentos que variaram entre 21% e 33%.

Por fim, visando avaliar a eficiência da implantação dos microrreservatórios no abatimento da vazão de pico do ponto crítico de alagamento 1, foi elaborada a Figura 52 que apresenta os hidrogramas simulados empregando o modelo do cenário atual da bacia e o modelo do cenário II. Foram avaliados os hidrogramas para uma chuva com tempo de retorno de 5 anos, já que esta foi a frequência utilizada no dimensionamento dos microrreservatórios de retenção.

Figura 52 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 1 para o cenário atual e cenário II empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos



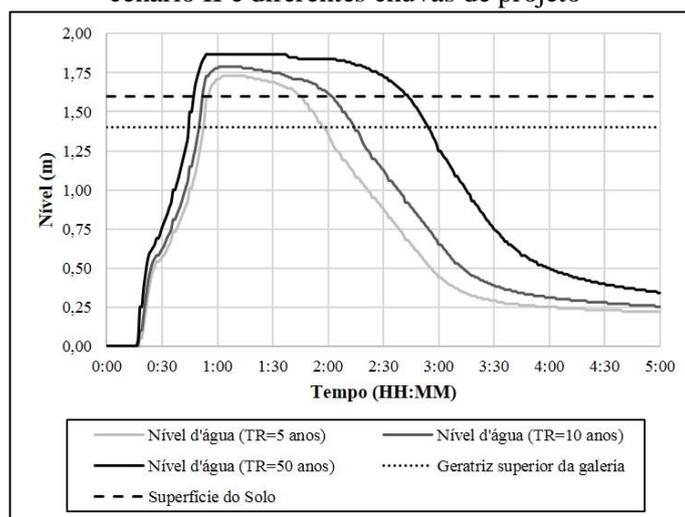
A análise da figura permite afirmar que a implantação dos microrreservatórios de retenção promoveu a redução da vazão de pico no ponto crítico de alagamento 1 de 10,0 m³/s para 4,8 m³/s, aproximadamente, o que corresponde a um abatimento de 51% na vazão de pico.

- Ponto crítico de alagamento 2

A Figura 53 apresenta os níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 2 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos após a implantação dos microrreservatórios de retenção nos lotes, assim como o nível da geratriz superior da galeria em sua seção de entrada e o nível do solo na região.

Observando a figura, nota-se que o nível d'água atingiu a profundidade máxima do galeria durante todos os eventos. Mesmo durante uma chuva com tempo de retorno de 5 anos, frequência para a qual os microrreservatórios de retenção foram dimensionados, ocorreu alagamento no ponto crítico 2, sendo observada uma lâmina máxima de alagamento na região de 13 cm. Esta lâmina atingiu 27 cm quando foi simulada a chuva com tempo de retorno de 50 anos.

Figura 53 - Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 2 empregando o modelo do cenário II e diferentes chuvas de projeto



Comparando os resultados deste cenário com os obtidos no cenário atual da bacia, observa-se que as lâminas máximas de alagamento simuladas sofreram reduções que variaram entre 36% e 58%, mas que foram insuficientes para mitigar os problemas de alagamento na região. Além disto, comparando os cotogramas obtidos no cenário atual (Figura 32) com os cotogramas do cenário II (Figura 53), nota-se que a duração do alagamento durante todas as chuvas não sofreu alterações notáveis.

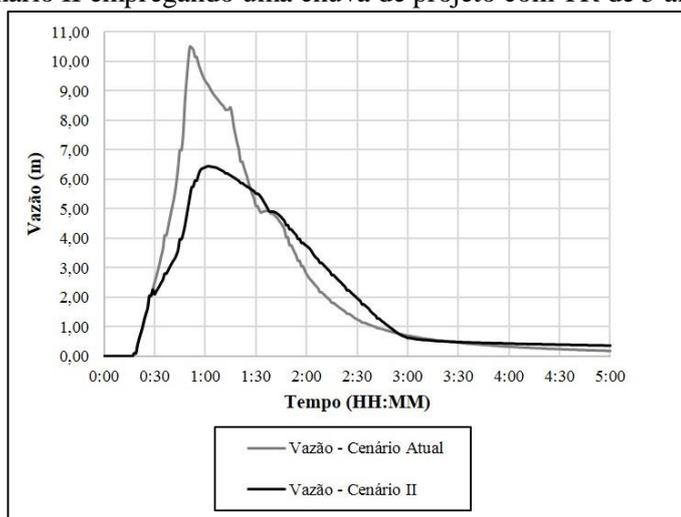
Analisando a eficiência da implantação dos microrreservatórios de retenção do cenário II no ponto crítico 2 em termos de nível d'água, ao comparar os níveis máximos simulados no cenário atual (apresentado na Figura 32) com os níveis máximos simulados no

cenário II (apresentados na Figura 53), nota-se que foram obtidos abatimentos que variaram entre 7% e 9%.

Por fim, para avaliar a eficiência da implantação dos microrreservatórios no abatimento da vazão de pico do ponto crítico de alagamento 2, foram plotados os hidrogramas simulados empregando o modelo do cenário atual da bacia e o modelo do cenário II para uma chuva com tempo de retorno de 5 anos (Figura 54), já que esta foi a frequência utilizada no dimensionamento dos microrreservatórios de detenção.

A análise da figura permite afirmar que a implantação dos microrreservatórios de detenção promoveu a redução da vazão de pico no ponto crítico de alagamento 2 de 10,5 m³/s para 6,5 m³/s, aproximadamente, o que corresponde a um abatimento de 38% na vazão de pico.

Figura 54 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 2 para o cenário atual e cenário II empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos



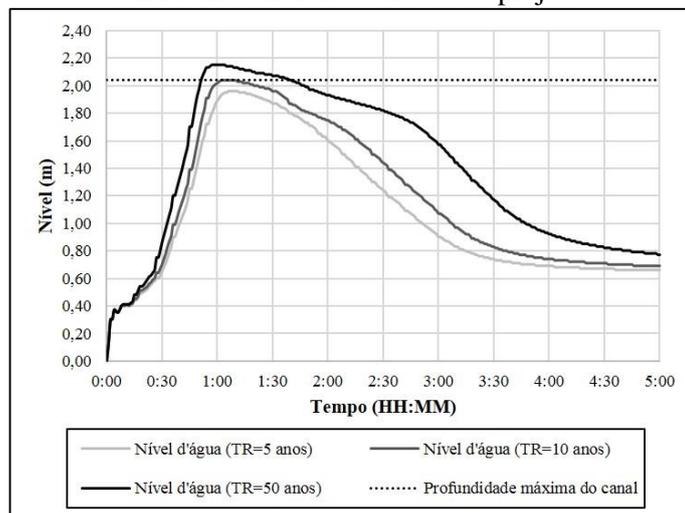
- Ponto crítico de alagamento 3

A Figura 55 apresenta os níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 3 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos após a implantação dos microrreservatórios de detenção nos lotes, assim como a profundidade máxima do canal neste ponto.

Observando a figura, nota-se que o nível d'água não superou a capacidade máxima do canal durante a chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos, ou seja, não ocorreu alagamento no ponto crítico 3 durante o evento pluviométrico com a frequência empregada no dimensionamento dos microrreservatórios. Para o evento com tempo de retorno de 10 anos, o canal ficou na iminência de transbordar, no entanto, não houve alagamento na região.

Já para a chuva com tempo de retorno de 50 anos, ocorreu alagamento no ponto crítico 2 sendo observada uma lâmina de alagamento máxima de 11 cm.

Figura 55 - Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 3 empregando o modelo do cenário II e diferentes chuvas de projeto



Comparando os resultados obtidos neste cenário II com os obtidos no cenário atual da bacia, observa-se que os alagamentos que ocorriam para chuvas com tempo de retorno de 5 anos e 10 anos foram eliminados. Além disto, apesar de ocorrer alagamento para uma chuva com tempo de retorno de 50 anos, a lâmina máxima de alagamento simulada sofreu uma redução considerável, caindo de 30 cm para 11 cm, uma redução de 63%. Destaca-se ainda que a duração do alagamento sofreu uma redução considerável, caindo de 90 min para 47 min.

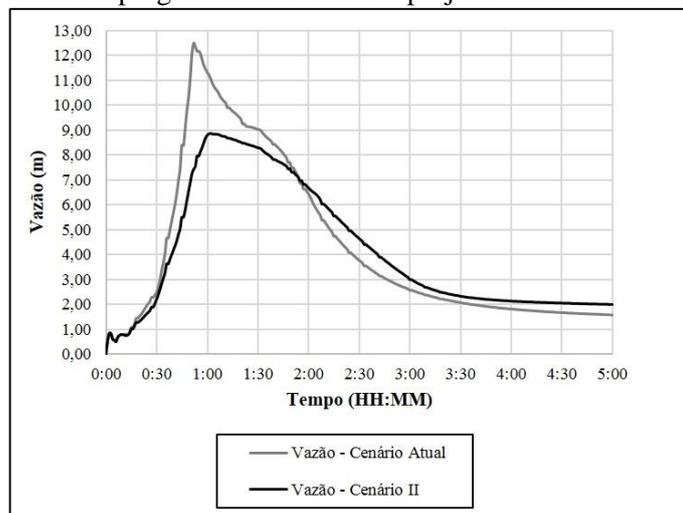
Analisando a eficiência da implantação dos microrreservatórios de retenção do cenário II no ponto crítico 3 em termos de nível d'água, ao comparar os níveis máximos simulados no cenário atual (apresentado na Figura 36) com os níveis máximos simulados no cenário II (apresentados na Figura 55), foram obtidos abatimentos que variaram entre 8% e 9%.

Por fim, para avaliar a eficiência da implantação dos microrreservatórios no abatimento da vazão de pico do ponto crítico de alagamento 3, foram plotados os hidrogramas simulados empregando o modelo do cenário atual da bacia e o modelo do cenário II para uma chuva com tempo de retorno de 5 anos (Figura 56), já que esta foi a frequência utilizada no dimensionamento dos microrreservatórios de retenção.

A análise da figura permite afirmar que a implantação dos microrreservatórios de retenção promoveu a redução da vazão de pico no ponto crítico de alagamento 3 de 12,5

m³/s para 8,9 m³/s, o que corresponde a um abatimento de 29% na vazão de pico, aproximadamente.

Figura 56 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 3 para o cenário atual e cenário II empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos³



- Síntese dos efeitos locais e efeito global no cenário II

Avaliando os efeitos da implantação dos microrreservatórios de retenção nos pontos críticos de alagamentos da bacia do riacho do Sapo (cenário II), foi possível notar que este cenário apresentou resultados satisfatórios na mitigação dos alagamentos dos pontos críticos 1 e 3. No caso do ponto crítico 2, as simulações mostraram que a implantação dos microrreservatórios nos lotes residenciais, apesar de reduzir a lâmina de alagamento, não impediu a ocorrência de alagamentos frequentes, mesmo durante chuvas com tempo de retorno de 5 anos.

Isto ocorreu por dois motivos: o tipo de uso e ocupação do solo e a limitação do canal. Conforme citado no item anterior de diagnóstico, a bacia de contribuição para os pontos críticos 1 e 3 apresentam uma ocupação residencial muito marcante. Enquanto que a bacia de contribuição para o ponto crítico 2 apresenta uma ocupação comercial mais acentuada.

A Tabela 30 apresenta as parcelas residenciais presentes nas sub-bacias que contribuem para os pontos críticos de alagamento. Nota-se que a bacia que contribui para o ponto de alagamento 1, apresenta quase 70% de sua área formada apenas por residências, que corresponde principalmente à comunidade Grota do Cigano. Desta forma, o controle do escoamento realizado através dos microrreservatórios de retenção reduziu consideravelmente a frequência nos alagamentos do ponto 1.

Tabela 30 – Parcela residencial presente nas bacias que contribuem para os pontos críticos de alagamento

Sub-bacia	Área total (ha)	Área residencial (ha)	Área residencial (%)	Área residencial que contribui para o ponto crítico (%)		
				1	2	3
1	6,32	3,59	56,80	67,43	47,48	37,77
2	41,61	28,73	69,05			
3	39,16	9,71	24,80			
4	7,19	2,73	37,97			
5	0,59	0,00	0,00			
6	32,12	6,10	18,99			
7	6,98	0,42	6,02			
8	3,34	1,54	46,11			
9	10,72	3,09	28,82			

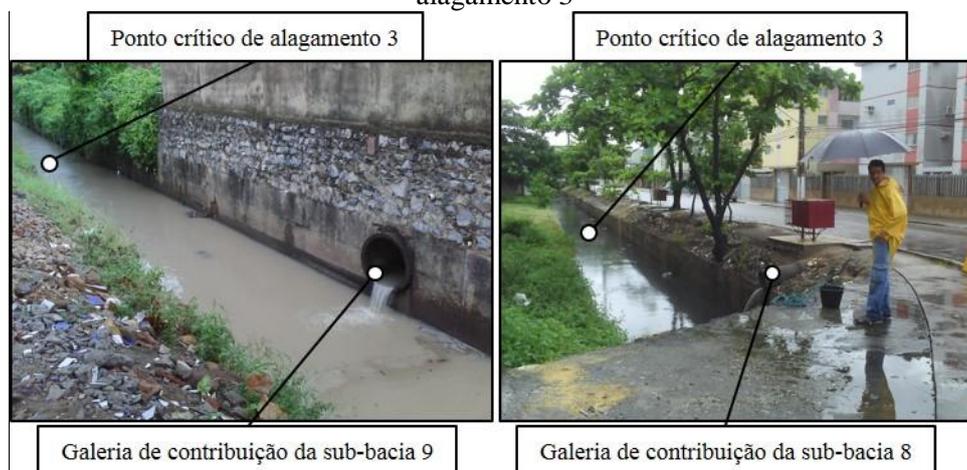
No caso do ponto crítico 2, apesar do controle realizado a montante, nas sub-bacias 1 e 2, as duas outras sub-bacias contribuintes (sub-bacias 3 e 4) apresentam um percentual residencial pouco evidente. Com pouco controle do escoamento nestas duas sub-bacias, ocorrem contribuições significativas para o escoamento do riacho do Sapo que supera a capacidade da galeria localizada próxima à Avenida Dona Constança.

Já no caso do ponto crítico 3, parte da mitigação dos alagamentos observados se deve ao armazenamento promovido pela bacia durante o alagamento que ocorreu no ponto crítico 2. Ou seja, devido ao alagamento no ponto crítico 2, o escoamento deste trecho do riacho fica limitado à capacidade da galeria.

No entanto, destaca-se ainda que a implantação dos microrreservatórios de detenção promoveu um controle considerável no escoamento da zona residencial das sub-bacias 8 e 9. Estas duas sub-bacias contribuem diretamente para o escoamento do ponto crítico 3, já que seus exutórios estão localizados próximos à região de alagamento, conforme mostra a Figura 57.

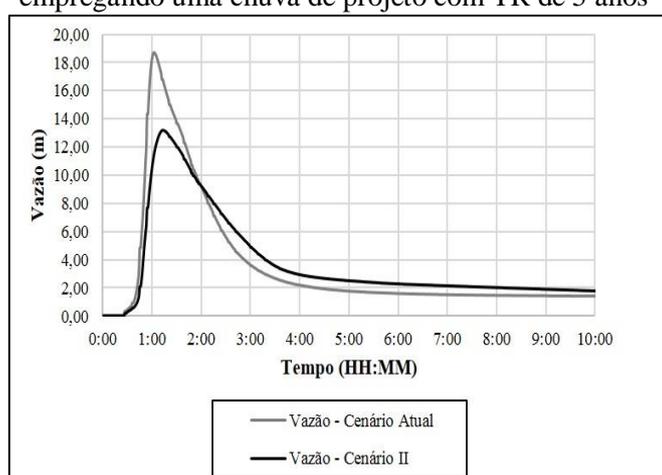
É importante destacar ainda que, apesar dos resultados de abatimento no nível d'água máximo e na vazão de pico dos pontos críticos 2 e 3 serem próximos, a capacidade de transporte do canal no trecho do ponto de alagamento 2 é menor do que a capacidade de transporte no trecho 3. Desta forma a bacia de contribuição para o ponto crítico 2 exige um controle mais rigoroso do escoamento do que a bacia de contribuição para o ponto crítico 3.

Figura 57 – Localização do exutórios das sub-bacias 8 e 9 em relação ao ponto crítico de alagamento 3



Por fim, quanto à análise do efeito global dos microrreservatórios de retenção na bacia do riacho do Sapo, a Figura 58 mostra o comportamento das vazões simuladas na foz do riacho do Sapo para o cenário atual e para o cenário II empregando uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos. A análise da figura permite afirmar que a implantação dos microrreservatórios de retenção acarretou a redução da vazão de pico na foz do riacho do Sapo de $18,7 \text{ m}^3/\text{s}$ para $13,2 \text{ m}^3/\text{s}$, o que corresponde a um abatimento de 29% na vazão de pico, aproximadamente.

Figura 58 – Hidrogramas simulados na foz do riacho do Sapo para o cenário atual e cenário II empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos



4.4.3 Cenário III: Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes específicos da bacia

Neste cenário foi proposta a implantação de microrreservatórios de retenção em cinco lotes específicos da bacia do riacho do Sapo que ocupam uma área significativa da

bacia e que apresentaram um expressivo aumento na impermeabilização do solo nos últimos anos. A seguir serão apresentados os resultados obtidos com a modelagem do cinco microrreservatórios sendo realizada a análise do impacto da implantação dos mesmos de maneira integrada ao avaliar os efeitos provocados nos pontos de alagamento (efeito local) e na foz do riacho do Sapo (efeito global).

- Funcionamento dos microrreservatórios

A Figura 59 mostra os hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para cada microrreservatório de retenção para eventos com tempo de retorno de 5 anos, assim como as vazões de pico estimadas pelo método racional para a situação pré-ocupação dos lotes. Já a Tabela 31 lista as vazões de pico observadas na Figura 59 e o abatimento percentual proporcionado por cada microrreservatório de retenção.

Figura 59 – Hidrogramas das vazões afluentes e efluentes para os microrreservatórios de retenção obtidos para chuvas com TR de 5 anos

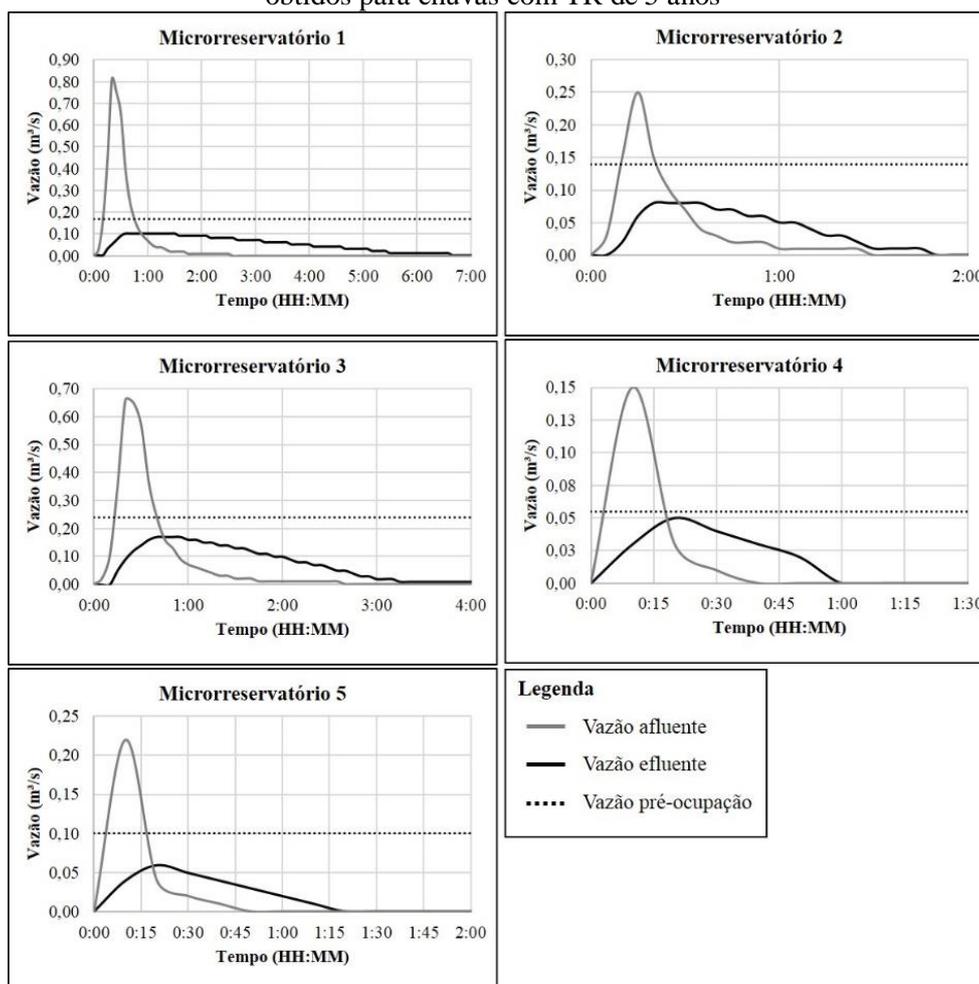


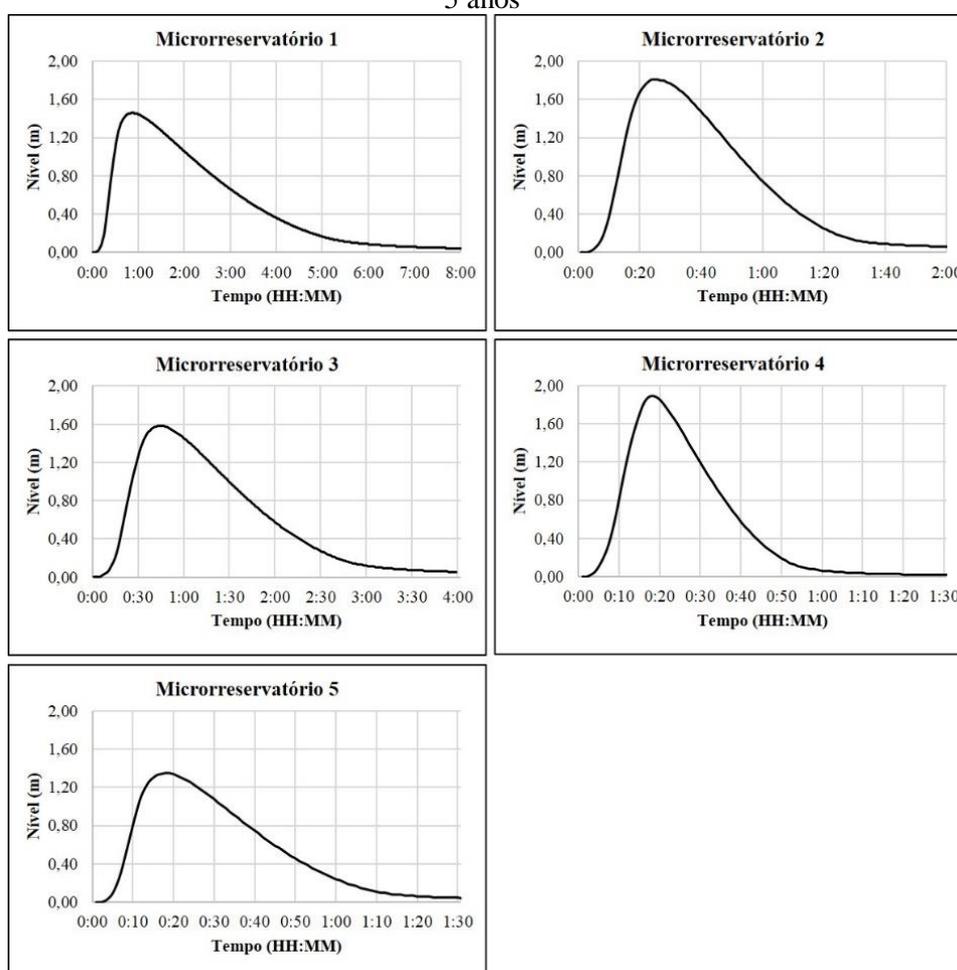
Tabela 31 – Vazões de pico para situação de pré e pós-ocupação e abatimento promovido pelos microrreservatórios de detenção

Microrreservatório	Vazão de pico		
	Pós-Ocupação (m ³ /s)	Pré-Ocupação (m ³ /s)	Abatimento (%)
1	0,81	0,10	87,7
2	0,25	0,08	68,0
3	0,66	0,17	74,2
4	0,15	0,05	66,7
5	0,22	0,06	72,7

Avaliando a Figura 59 e a Tabela 31, nota-se que os 5 microrreservatórios de detenção apresentaram resultados satisfatórios no abatimento da vazão de pico, já que as vazões de pico efluentes foram reduzidas a valores inferiores às vazões de pico estimadas para a situação pré-ocupação do lote. Estas reduções indicam percentuais de abatimento nas vazões de pico consideráveis, variando entre 66% e 87%.

A Figura 60 apresenta o nível d'água no interior dos 5 microrreservatórios de detenção durante o período de simulação.

Figura 60 – Níveis d'água nos microrreservatórios de detenção simulados para chuvas com TR de 5 anos



Observa-se que a profundidade máxima de 2,00 m não foi atingida em nenhum deles. Quando o armazenamento máximo foi atingido, o nível d'água nos microrreservatórios variou entre 1,40 m e 1,9 m. Diante disto, é possível considerar que os microrreservatórios foram dimensionados satisfatoriamente, pois além de promoverem a redução das vazões de pico a valores inferiores estimados para a situação pré-ocupação dos lotes, os microrreservatórios de retenção estão trabalhando entre 70% e 95% de suas capacidades máximas de armazenamento na situação mais crítica.

- Análise do efeito local e global

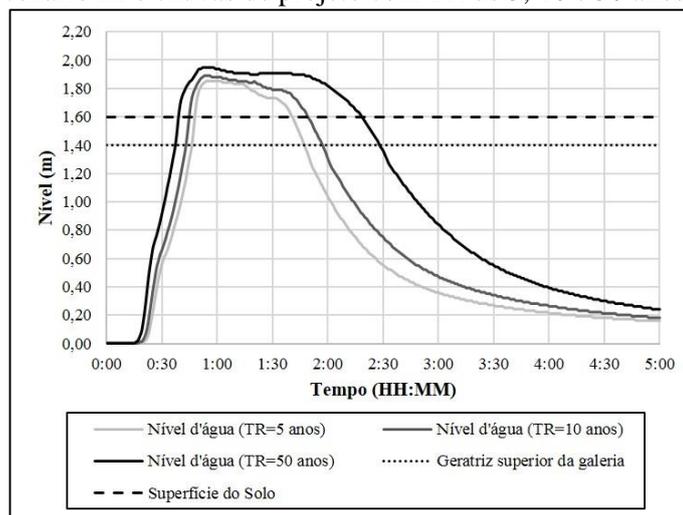
Comparando a localização dos lotes onde foram implantados os microrreservatórios de retenção com a localização dos pontos críticos de alagamento na bacia do riacho do Sapo, conforme mostra a Figura 61, nota-se que todos os 5 microrreservatórios foram implantados em sub-bacias situadas a jusante do ponto crítico de alagamento 1. Desta forma, os controles no escoamento promovidos pelos microrreservatórios de retenção não tiveram impacto no ponto de alagamento 1.

Figura 61 – Localização dos pontos críticos de alagamento e dos lotes onde foram implantados os microrreservatórios de retenção na bacia do riacho do Sapo



Quanto ao ponto crítico de alagamento 2, a Figura 62 apresenta os níveis d'água neste ponto simulados empregando o modelo do cenário III e chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos.

Figura 62 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 2 empregando o modelo do cenário III e chuvas de projeto com TR de 5, 10 e 50 anos



Observando a figura, nota-se que o nível d'água superou o nível da superfície do solo durante todos os eventos. Mesmo durante uma chuva com tempo de retorno de 5 anos, frequência para a qual os microrreservatórios de retenção foram dimensionados, ocorreu alagamento no ponto crítico 2, sendo observada uma lâmina máxima de alagamento na região de 25 cm. Esta lâmina atingiu 34 cm quando foi simulada uma chuva com tempo de retorno de 50 anos.

Comparando estes resultados do ponto de alagamento 2 no cenário III (Figura 32) com os obtidos no diagnóstico da situação atual da bacia (Figura 62), observa-se que o controle no escoamento promovido pelo cenário III no ponto crítico de alagamento 2 foi pouco significativo, já que a lâmina de alagamento pouco se alterou entre os dois cenários, apresentando reduções que variaram de 16,7% a 19,4%.

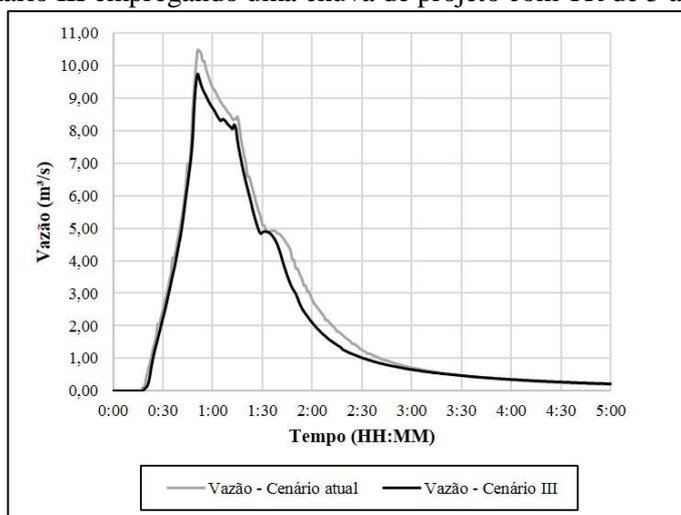
Além disto, a redução na duração do alagamento também foi pouco evidente para as chuvas com tempo de retorno de 5 e 10 anos, que caiu de 60 min para 53 min e de 76 min para 64 min, respectivamente. A redução mais significativa ocorreu durante a chuva com tempo de retorno de 50 anos, onde a duração do alagamento caiu de 120 min para 100 min.

Analisando a eficiência da implantação dos microrreservatórios de retenção do cenário III no ponto crítico 2 em termos de nível d'água, ao comparar os níveis máximos

simulados no cenário atual com os níveis máximos simulados no cenário III, nota-se que foram obtidos abatimentos que variaram entre 3,1% e 3,5%.

Observando a Figura 63, que apresenta os hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 2 para o cenário atual da bacia e para o cenário III para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos, nota-se que a implantação dos microrreservatórios promoveu pouco impacto no hidrograma do ponto crítico 2, reduzindo a vazão de pico de 10,5 m³/s para 9,7 m³/s, o que corresponde a um abatimento de 7,0%.

Figura 63 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 2 para o cenário atual e cenário III empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos



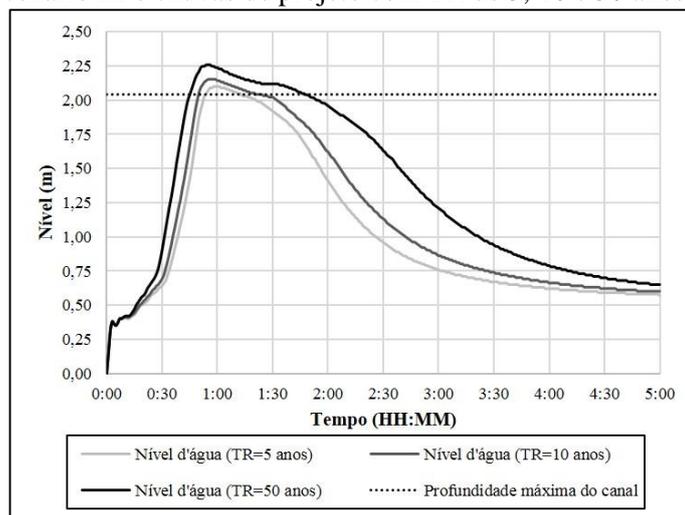
Esta análise de pouca alteração entre o cenário atual e o cenário III se deve ao fato de apenas um lote com controle do escoamento contribuir para o ponto de alagamento 2, o lote 1, conforme pode ser observado na Figura 61. Desta forma, apesar do lote ter reduzido sua contribuição no escoamento à vazão estimada para a situação pré-ocupação do lote, promovendo um abatimento de 87,7%, este controle não foi suficiente para mitigar os problemas de alagamentos na região do ponto crítico 2, já que a atuação isolada do lote promoveu um abatimento de apenas 7,0% da vazão de pico neste ponto.

Avaliando agora o ponto crítico de alagamento 3, a Figura 64 apresenta os níveis d'água simulados para chuvas de projeto com tempos e retorno de 5, 10 e 50 anos após a implantação dos microrreservatórios de retenção, assim como a profundidade máxima do canal neste ponto.

Observando a figura, nota-se que o nível d'água superou a profundidade máxima do canal durante todos os eventos. Mesmo durante uma chuva com tempo de retorno de 5 anos, frequência para a qual os microrreservatórios de retenção foram dimensionados, ocorreu

alagamento no ponto crítico 3, sendo observada uma lâmina máxima de alagamento na região de 6 cm. Esta lâmina atingiu 22 cm quando foi simulada a chuva com tempo de retorno de 50 anos.

Figura 64 – Níveis d'água simulados no ponto crítico de alagamento 3 empregando o modelo do cenário III e chuvas de projeto com TR de 5, 10 e 50 anos

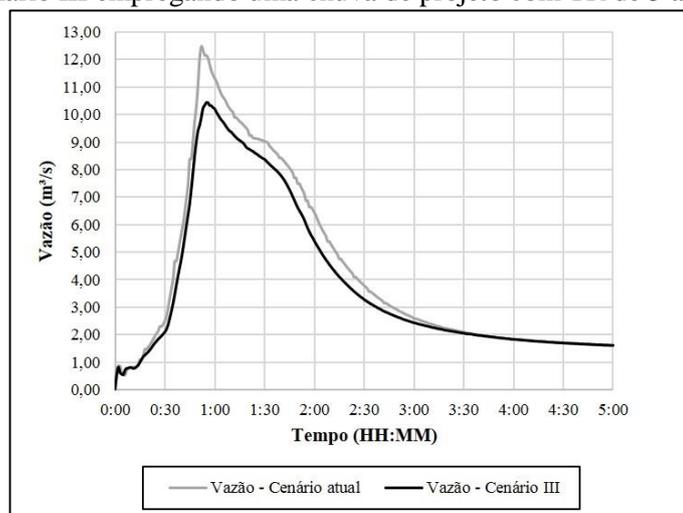


Comparando este resultado com os obtidos no cenário atual da bacia (Figura 36), nota-se que o controle no escoamento proporcionado pelo cenário III no ponto crítico de alagamento 3 foi insuficiente, pois, apesar dos níveis d'água máximos terem sofrido abatimentos que variaram de 2,7% a 3,4%, a lâmina de alagamento não se alterou consideravelmente entre os dois cenários. Além disto, as durações dos alagamentos sofreram poucas reduções quando comparadas com o cenário atual da bacia.

Esta mesma análise pode ser obtida através da Figura 65, que apresenta os hidrogramas no ponto crítico de alagamento 3 simulados para o cenário atual da bacia e cenário III para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos. Nota-se que a implantação dos microrreservatórios promoveu pouco impacto no hidrogramas do ponto crítico 3, reduzindo a vazão de pico de 12,5 m³/s para 10,4 m³/s, o que corresponde a um abatimento de 16%.

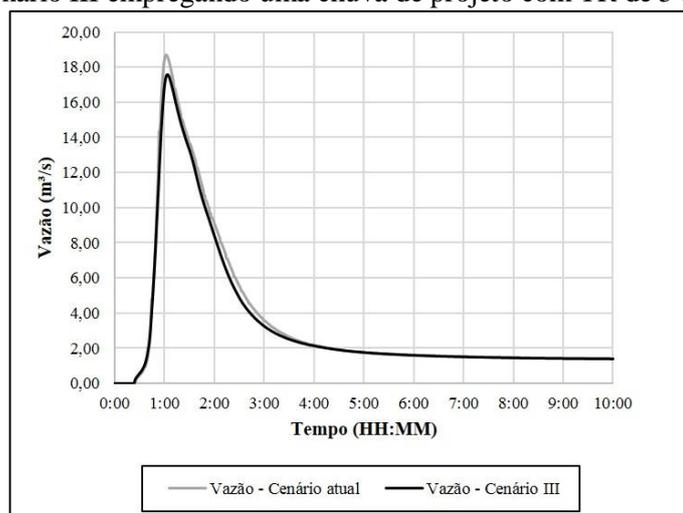
Desta forma, apesar dos quatro lotes que contribuem para o ponto crítico 3 terem reduzido suas vazões de pico às vazões estimadas para a situação pré-ocupação do lote, promovendo abatimentos consideráveis, conforme mostra a Tabela 31, este controle não foi suficiente para mitigar os problemas de alagamentos na região do ponto crítico 2, já que a atuação integrada destes lotes promoveu um abatimento de apenas 16% da vazão de pico neste ponto, insuficiente para mitigar os problemas de alagamento na região.

Figura 65 – Hidrogramas simulados no ponto crítico de alagamento 3 para o cenário atual e cenário III empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos



Quanto à análise do efeito global dos microrreservatórios de retenção na bacia do riacho do Sapo, a Figura 66 mostra o comportamento das vazões simuladas na foz do riacho do Sapo para o cenário atual e para o cenário III empregando uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos. A análise da figura permite afirmar que a implantação dos cinco microrreservatórios de retenção acarretou uma pequena redução da vazão de pico na foz do riacho do Sapo de 18,7 m³/s para 17,6 m³/s, o que corresponde a um abatimento de 6% na vazão de pico.

Figura 66 – Hidrogramas simulados na foz do riacho do Sapo para o cenário atual da bacia e para o cenário III empregando uma chuva de projeto com TR de 5 anos



4.4.4 Comparação dos resultados dos cenários I, II e III

Este item apresenta uma comparação dos resultados obtidos nos cenários I, II e III desenvolvidos visando o controle do escoamento na bacia do riacho do Sapo. Para tal, foram avaliados três índices (decréscimo na vazão de pico por unidade de volume de reservatório/microrreservatório, decréscimo no nível d'água máximo por unidade de volume de reservatório/microrreservatório e volume de detenção por unidade de área da bacia) nos pontos críticos de alagamento da bacia e na foz do riacho do Sapo para cada cenário juntamente com as análises realizadas nos itens anteriores.

O primeiro índice tenta avaliar o efeito na redução da vazão de pico proporcionado pela unidade de volume do reservatório/microrreservatório de detenção. A Tabela 32 mostra os resultados obtidos para este índice.

Tabela 32 – Índice decréscimo na vazão de pico por unidade de volume de reservatório/microrreservatório implantado ($10^{-3}m^3/s/m^3$)

Ponto	Cenário I			Cenário II			Cenário III		
	5 anos	10 anos	50 anos	5 anos	10 anos	50 anos	5 anos	10 anos	50 anos
P1	0,22	0,34	0,60	0,58	0,71	1,01	---	---	---
P2	0,37	0,38	0,40	0,33	0,30	0,26	0,57	0,73	0,98
P3	0,12	0,13	0,14	0,23	0,28	0,30	0,87	1,13	1,32
Foz	0,10	0,10	0,09	0,24	0,27	0,33	0,45	0,46	0,46

Observando a tabela, nota-se que, para todas as chuvas de projeto simuladas, foram obtidos valores mais acentuados para os índices dos cenários III e II, respectivamente, do que para o cenário I. Isso informa que, em geral, a implantação de medidas descentralizadas para o controle do escoamento, neste caso, a implantação dos microrreservatórios na escala de lote promoveu uma redução mais eficiente na vazão de pico por unidade de volume do que a implantação de medidas mais centralizadas como reservatórios de detenção na escala de sub-bacia.

Destaca-se ainda que a implantação dos microrreservatórios nos lotes específicos da bacia realizada no cenário III provocou um impacto relativo muito mais pronunciado na vazão de pico por unidade de volume do que a implantação dos microrreservatórios nos lotes residenciais realizada no cenário II. Esta discrepância foi maior no ponto crítico de alagamento 3 (P3) já que a bacia que contribui para este ponto apresentou um controle no escoamento dos lotes mais concentrado, conforme pode ser observado na Figura 61. Isto indica que o controle do escoamento realizado em grandes lotes comerciais que, geralmente,

provocam a impermeabilização de grandes áreas da bacia pode proporcionar uma redução mais eficiente na vazão de pico em pontos críticos de alagamento da bacia.

No entanto, conforme avaliado no item anterior, a implantação dos microrreservatórios nos lotes específicos promoveu um controle insatisfatório no escoamento, não sendo suficiente para evitar alagamentos nos pontos críticos. Desta forma, é possível concluir que o controle do escoamento em grandes lotes que sofreram impermeabilização de grande parcela do solo pode ser mais eficiente do que o controle do escoamento em lotes residenciais, mas pode não ser suficiente para promover alterações significativas se aplicado exclusivamente. A integração das duas medidas descentralizadas poderia ser o cenário mais adequado para aplicação na bacia.

Observando ainda a Tabela 32 e comparando os cenários I e II, nota-se que o índice apresenta valores discrepantes quando calculados para o ponto crítico de alagamento 1, sendo mais acentuado para o cenário II. Isto indica que a implantação dos microrreservatórios de retenção em lotes residenciais em uma região da bacia que apresenta grande densidade residencial (como a comunidade Grota do Cigano) pode ser uma medida mais eficiente para reduzir a vazão de pico por unidade de volume do que a aplicação de uma medida mais centralizada, que requer maior volume, como um reservatório de retenção na escala de sub-bacia.

No entanto, comparando ainda os cenários I e II, mas avaliando agora o ponto crítico de alagamento 2, nota-se que os valores do cenário II foram inferiores aos valores do cenário I, indicando que os efeitos na vazão de pico do ponto crítico de alagamento 2 provocados pelos reservatórios de retenção foram mais satisfatórios do que os efeitos da implantação dos microrreservatórios de retenção. Isto se deve ao fato da bacia de contribuição incorporada entre os pontos críticos de alagamento 1 e 2 não apresentar grande área residencial. Desta forma, grande parte da redução na vazão de pico observada no ponto crítico 2 do cenário II ocorreu devido ao controle realizado a montante, principalmente na Grota do Cigano (sub-bacia 2), o que reduz o índice do cenário II entre os pontos críticos 1 e 2. Por outro lado, o índice calculado para o cenário I aumentou entre os pontos críticos 1 e 2, indicando que a implantação do reservatório de retenção 2 teve uma contribuição significativa na redução da vazão de pico do ponto crítico 2.

Ou seja, enquanto a implantação de microrreservatórios de retenção em lote residencial mostrou ser a medida mais eficiente para controlar o escoamento das sub-bacias 1 e 2, onde a densidade residencial é grande, a implantação do reservatório de retenção 2,

mostrou ser uma medida mais eficiente para controlar o escoamento das sub-bacias 3 e 4 do que os microrreservatórios de detenção em lotes residenciais.

Esta avaliação permite concluir que, dentre os fatores a serem analisados durante a escolha da medida a ser implantada para o controle do escoamento de uma região da bacia hidrográfica, a característica de uso e ocupação do solo pode ser determinante na indicação da medida mais oportuna para a região.

Avaliando agora o índice que descreve o decréscimo no nível d'água máximo por unidade de volume de reservatório/microrreservatório nos pontos críticos de alagamento da bacia, apresentado na Tabela 33, é possível concluir o mesmo que foi obtido anteriormente com o índice que avaliou as vazões máximas. Ou seja, os cenários III e II apresentaram, em geral, reduções superiores ao cenário I, indicando que as medidas descentralizadas apresentaram uma eficiência maior na redução do nível d'água máximo no canal por unidade de volume da medida implantada.

Tabela 33 – Índice decréscimo no nível d'água máximo por unidade de volume de reservatório/microrreservatório implantado ($10^{-4}m^3$)

Ponto	Cenário I			Cenário II			Cenário III		
	5 anos	10 anos	50 anos	5 anos	10 anos	50 anos	5 anos	10 anos	50 anos
P1	0,34	0,38	0,46	0,57	0,54	0,41	---	---	---
P2	0,33	0,29	0,19	0,15	0,13	0,12	0,46	0,46	0,54
P3	0,15	0,14	0,12	0,13	0,11	0,12	0,26	0,26	0,34
Foz	0,03	0,03	0,02	0,07	0,07	0,08	0,16	0,12	0,08

Avaliando ainda a Tabela 33 é possível observar que os índices obtidos no cenário II para os pontos críticos 2 e 3 apresentaram valores muito próximos. Mostrando assim que a eficiência dos microrreservatórios na redução da profundidade máxima por unidade de volume neste ponto foi praticamente a mesma para todas as chuvas de projeto. Um resultado semelhante já tinha sido obtido anteriormente quando foi realizada a avaliação do abatimento no nível d'água máximo para o cenário II, sendo observado percentuais próximos nestes dois pontos críticos – que variou entre 7% e 9% para o ponto crítico 2 e variou entre 8% e 9% para o ponto crítico 3.

No entanto, avaliando o impacto desta medida na mitigação dos alagamentos nos pontos críticos 2 e 3, conforme a análise realizada anteriormente (no item 4.4.2), observa-se que os resultados foram diferentes. Enquanto, no ponto crítico 2, o alagamento não pôde ser evitado, no ponto crítico 3, o alagamento cessou para as chuvas com tempo de retorno de 5

e 10 anos e sofreu reduções consideráveis na duração e lâmina de alagamento para a chuva de projeto com tempo de retorno de 50 anos.

Apesar da bacia de contribuição para o ponto crítico 3 ter sofrido um controle considerável na zona residencial existente na proximidade da região do alagamento (sub-bacias 8 e 9) no cenário II, em geral, as bacias de contribuição para os dois pontos críticos de alagamento apresentam parcelas residenciais muito próximas (47,5% e 37,8% para os pontos críticos 2 e 3, respectivamente, conforme mostra a Tabela 30). Ademais, como a eficiência no abatimento do nível d'água máximo por unidade de volume de dispositivo também foi semelhante, isto deveria proporcionar melhorias semelhantes nos alagamentos dos pontos 2 e 3. No entanto, este fato não ocorreu e isto se deve principalmente às diferenças na capacidade de transporte do canal entre os dois pontos. Como o canal do riacho do Sapo apresenta uma capacidade de transporte menor no ponto crítico de alagamento 2 do que no ponto crítico de alagamento 3, as eficiências apresentadas pelos microrreservatórios de retenção do cenário II foram suficientes para proporcionar melhorias consideráveis no alagamento do ponto crítico 3 mas não no ponto crítico 2.

Este resultado permite concluir que a análise da medida a ser implantada para o controle de uma determinada bacia não pode considerar apenas as características de uso e ocupação do solo da região, mas também as limitações na capacidade de transporte apresentadas pelo canal.

Por fim, a Tabela 34 apresenta o índice que descreve a razão entre o volume máximo armazenado nos reservatórios ou microrreservatórios pela área da bacia de contribuição para cada ponto em avaliação (pontos críticos de alagamento e foz do riacho do Sapo). Para obtenção deste índice foram avaliados os armazenamentos máximos dos reservatórios e microrreservatórios de retenção para uma chuva com tempo de retorno de 5 anos pois, como o programa SWMM não permite a visualização do funcionamento dos microrreservatórios de retenção do cenário II individualmente, supôs-se que estes funcionaram no limite de sua capacidade (volumétrica) durante a chuva com tempo de retorno de 5 anos (frequência empregada no seu dimensionamento).

Tabela 34 - Índice volume de retenção implantado por unidade de área da bacia (m³/ha) para uma chuva de projeto com TR de 5 anos

Ponto	Cenário I	Cenário II	Cenário III
P1	247,0	183,9	---
P2	248,7	130,7	13,8
P3	318,3	104,9	15,8
Foz	224,5	108,5	11,8

Observando a Tabela 34, nota-se que os valores obtidos para os três cenários são bastante discrepantes. Este fato é um indicativo do quão diferente está a distribuição dos dispositivos ao longo da bacia nos três cenários. Os valores mais acentuados para os índices do cenário I indicam que os reservatórios de detenção empregados têm um caráter de controle mais centralizador do que os microrreservatórios de detenção dos cenários II e III, por exemplo.

Comparando os resultados dos cenários I e II, observa-se que os volumes necessários para controlar o escoamento no ponto crítico de alagamento 1 foram próximos. No entanto, conforme analisado através dos índices anteriores, a implantação dos microrreservatórios de detenção foi uma medida mais eficiente para abater a vazão de pico e o nível d'água máximo por unidade de volume de dispositivo. Desta forma, é possível concluir que a implantação de microrreservatórios de detenção em lotes residenciais foi uma medida que requereu o emprego de um menor volume de detenção para promover um controle mais eficiente do escoamento do que a implantação de reservatórios de detenção na escala de sub-bacia.

Avançando a jusante na bacia, observa-se que o cenário I requer um volume de detenção por unidade de área da bacia cada vez maior e mais discrepante quando comparado com o cenário II, o que enfatiza a conclusão obtida.

Uma conclusão semelhante pode ser obtida através da comparação entre os cenários II e III. Os valores apresentados na Tabela 34 indicam que o cenário II requer um volume de detenção por unidade de volume maior do que o cenário III para realizar o controle do escoamento. No entanto, como a eficiência no abatimento da vazão de pico e do nível d'água máximo por unidade de volume do dispositivo do cenário III é maior do que a eficiência do cenário II. Assim, é possível concluir que a implantação de microrreservatórios de detenção em lotes específicos foi uma medida que requereu o emprego de um menor volume de detenção para promover um controle mais eficiente do escoamento do que a implantação de microrreservatórios de detenção em lotes residenciais.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

O objetivo principal proposto no presente estudo foi avaliar a aplicação de medidas para o controle do escoamento superficial urbano na bacia hidrográfica do riacho do Sapo (Maceió-AL) visando compensar os efeitos do processo de impermeabilização do solo da bacia.

Durante a realização do estudo, foi implantada uma rede de monitoramento na bacia através da instalação de estações pluviométricas e linimétricas que permitiu a obtenção de dados fundamentais para o entendimento do processo de transformação chuva-vazão na bacia do riacho do Sapo e da propagação do escoamento através do canal. Estes dados também foram importantes na etapa de modelagem e calibração do modelo implementado através do programa SWMM.

O desenvolvimento do modelo da bacia no SWMM foi realizado, inicialmente, utilizando as metodologias propostas em trabalhos anteriores (Peplau, 2013; Peplau & Neves, 2014) com aprimoramentos para a obtenção dos parâmetros de entrada. Entre estes aprimoramentos, destaca-se a análise realizada na metodologia para a estimativa do parâmetro n -Manning das paredes do canal. O estudo destacou a vantagem no uso do método da ASCE frente ao método de Cowan para estimar este parâmetro na modelagem hidráulica de canais artificiais com revestimento em concreto no SWMM, tendo em vista a ausência de instabilidades proporcionada pelo mesmo. O método de Cowan tende a superestimar os valores do coeficiente de Manning e provocar instabilidades em trechos onde ocorrem transientes hidráulicos.

O modelo implementado preliminarmente sem realizar qualquer processo de calibração forneceu resultados satisfatórios quando foram simulados quatro eventos monitorados na bacia, obtendo valores de correlação que variaram entre 0,77 e 0,91, erros percentuais nas profundidades máximas variando entre 0,00% e 14,47%, e valores para o coeficiente de eficiência Nash Sutcliffe variando entre 0,12 e 0,65.

A calibração do modelo realizada através de ajuste manual nos parâmetros percentual de área impermeável e largura das sub-bacias também produziu ótimos resultados para as funções objetivo avaliadas, obtendo valores de correlação que variaram entre 0,94 e 0,97, erros percentuais nas profundidades máximas variando entre 1,43% e 8,31%, e valores para

o coeficiente de eficiência de Nash Sutcliffe variando entre 0,76 e 0,89, destacando assim a aplicabilidade do SWMM na elaboração de um modelo para representar a bacia estudada.

Através da simulação de chuvas de projeto com tempos de retorno de 5, 10 e 50 anos na bacia do riacho do Sapo, foi possível realizar um diagnóstico dos pontos críticos de suscetibilidade a alagamentos existentes para as condições atuais da bacia.

- Ponto 1: Localizado no bairro da Mangabeiras, no exutório da sub-bacia 2 (final da Grota do Cigano), quando o riacho do Sapo sofre um estrangulamento passando de um canal para uma galeria de menor seção transversal sob a Avenida Comendador Gustavo Paiva;

- Ponto 2: Localizado no bairro da Mangabeiras, no exutório da sub-bacia 4, em um trecho do riacho do Sapo que margeia a Avenida Dona Constância, quando o canal sofre um estrangulamento ao entrar em uma galeria de menor seção transversal;

- Ponto 3: Localizado no bairro da Jatiúca, em um trecho do riacho do Sapo próximo ao Conjunto Climério Sarmento. O ponto crítico de alagamento ocorre quando o canal sofre uma redução brusca em sua profundidade máxima.

Observa-se que os pontos críticos de alagamento da bacia ocorrem em trechos onde o canal sofre reduções bruscas na sua capacidade de transporte. Este fato, aliado ao alto percentual de impermeabilização da superfície da bacia, ao despejo de resíduos e outros fatores associados à manutenção do canal têm sobrecarregado o sistema de drenagem da bacia do riacho do Sapo, agravando assim o cenário de alagamentos existente.

Após a simulação dos três cenários de intervenção para o controle do escoamento na bacia do riacho do Sapo, foram obtidas as seguintes constatações:

I) Cenário I (Implantação de reservatórios de detenção na escala de sub-bacia)

- a) o cálculo dos volumes de detenção dos reservatórios através do método da curva envelope mostrou-se satisfatório já que os reservatórios apresentaram percentuais de preenchimento superiores a 80% de sua capacidade máxima na situação mais crítica. Destaca-se ainda o uso da capacidade máxima de transporte do canal do riacho do Sapo no ponto de descarga do reservatório como condição limitante para o traçado da curva de evacuação;
- b) a implantação de três reservatórios de detenção na escala de sub-bacia realizou controles pontuais do escoamento na bacia do riacho do Sapo, eliminando os problemas de alagamentos nos pontos críticos para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 50 anos (frequência empregada no dimensionamento dos reservatórios de detenção);

- c) a implantação de três reservatórios de retenção na escala de sub-bacia realizou um controle global no escoamento da bacia do riacho do Sapo, abatendo em 13% a vazão de pico na foz do riacho do Sapo para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 50 anos (frequência empregada no dimensionamento dos reservatórios de retenção).

II) Cenário II (Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes residenciais)

- a) a implantação dos microrreservatórios de retenção em lotes residenciais realizou um controle descentralizado capaz de eliminar os problemas de alagamentos nos pontos críticos de alagamento 1 e 3 para chuvas de projeto com tempos de retorno de 5 anos (frequência empregada no dimensionamento dos microrreservatórios) e 10 anos. O ponto crítico de alagamento 2 continuou a apresentar alagamentos frequentes devido à tênue característica residencial da bacia de contribuição e às limitações na capacidade de transporte do canal neste ponto;
- b) a implantação dos microrreservatórios de retenção em lotes residenciais realizou um controle global no escoamento da bacia do riacho do Sapo, abatendo em 29% a vazão de pico na foz do riacho do Sapo para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos (frequência empregada no dimensionamento dos microrreservatórios).

III) Cenário III (Implantação de microrreservatórios de retenção em lotes específicos)

- a) o cálculo dos volumes de retenção dos microrreservatórios através do método da curva envelope mostrou-se satisfatório pois durante o funcionamento, os microrreservatórios apresentaram percentuais de preenchimento superiores de aproximadamente 70% de sua capacidade máxima na situação mais crítica;
- b) a implantação dos microrreservatórios de retenção em cinco lotes específicos da bacia do riacho do Sapo realizou um controle descentralizado insuficiente pois não foi capaz de mitigar os problemas de alagamentos em nenhum dos pontos críticos de alagamento da bacia mesmo para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos (frequência empregada no dimensionamento dos microrreservatórios);

- c) a implantação dos cinco microrreservatórios de retenção nos lotes específicos realizou um controle global no escoamento da bacia do riacho do Sapo pouco pronunciado, abatendo em 6% a vazão de pico na foz do riacho do Sapo para uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos (frequência empregada no dimensionamento dos microrreservatórios).

Por fim, a análise comparativa dos cenários de intervenção mostrou que as medidas descentralizadas para o controle do escoamento como os microrreservatórios de retenção têm maior eficiência na redução da vazão de pico e nível d'água máximo por unidade de volume do dispositivo do que as medidas mais centralizadas como reservatórios de retenção na escala de sub-bacia.

Além disto, observou-se também que a descentralização no controle do escoamento através da implantação dos microrreservatórios proporcionam uma redução no volume de retenção total requerido para um controle eficaz quando comparado com os volumes de retenção totais requeridos pelos reservatórios na escala sub-bacias.

Por fim, foi possível concluir ainda que as características de uso e ocupação do solo da bacia e a limitação na capacidade de transporte do sistema de drenagem são fatores determinante que devem nortear as escolhas das medidas a serem adotadas para o controle do escoamento.

5.2 Recomendações

Aumento na frequência e cobertura do monitoramento hidrológico

Em futuros estudos, recomenda-se o aumento na frequência e cobertura do monitoramento pluviométricos e hidrométricos visando a obtenção de mais eventos para a melhoria na calibração dos parâmetros do módulo hidrológico do SWMM (Runoff) e, principalmente, os parâmetros associados ao módulo hidráulico (Extran), tendo em vista que nenhum parâmetro associado ao canal do riacho do Sapo foi calibrado no presente estudo.

Enfatiza-se ainda a importância do monitoramento de eventos extremos de cheia na bacia do riacho do Sapo que possibilitaria a calibração do modelo para níveis d'água superiores aos empregados no presente estudo.

Recomenda-se também a instalação de sensores de nível em um trecho do riacho do Sapo próximo à foz visando um estudo mais detalhado dos efeitos de jusante, tanto no que se refere à influência do riacho Reginaldo no riacho do Sapo, como o efeito da maré da praia da Avenida no riacho Reginaldo e, por conseguinte, no riacho do Sapo.

Metodologia alternativa para calibração

No presente estudo foi realizada a calibração do modelo através da comparação de séries de níveis d'água simulados e observados. No entanto, geralmente, observa-se o processo de calibração empregando séries de vazões. Este fato suscita questionamentos acerca da consistência do procedimento empregado como, por exemplo: será que as funções objetivo quando empregadas para avaliação de processos de calibração via séries de nível d'água impõem limites mais restritivos para aceitação do resultado ótimo? A realização de um monitoramento simultâneo de chuva, vazão e nível d'água na bacia do riacho do Sapo poderia possibilitar estudos neste contexto.

Análise econômica

O presente estudo focou apenas na comparação das medidas através da avaliação exclusiva dos seus efeitos no controle do escoamento. No entanto, a análise econômica através da contabilização dos custos envolvidos na implantação de cada medida proposta poderia apresentar uma perspectiva alternativa que integraria uma avaliação mais abrangente da eficiência de cada cenário além de avaliar seu custo-benefício.

REFERÊNCIAS

ASCE (American Society of Civil Engineers). **Gravity Sanitary Sewer Design and Construction**. ASCE Manual of Practice, nº 60, New York-NY, 1982.

ASCE (American Society of Civil Engineers). **Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems**. ASCE Manual of Practice, nº 77, New York-NY, 1994.

ACQUALIMP – **Mais e melhor água – Cisterna**. Disponível na internet via: <<http://www.acqualimp.com/produto/14/cisterna.aspx>>. Arquivo capturado em: 30/06/2015.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. Editora da UFRGS/ABRH, 2ª ed. Porto Alegre, 2005.

BARROS, A. M. **Efeito da mudança do uso do solo no escoamento de uma bacia urbana: estudo de caso da bacia do riacho do Sapo – Maceió-AL**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 2013.

BASTOS, G. A. P. **Análise dos parâmetros do modelo SWMM para avaliação do escoamento em duas bacias periurbanas em Santa Maria-RS**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria-RS, 2007.

BUREAU OF RECLAMATION. **Engineering manuals: design of small dams**. U.S. Gort. Washington D. C., 1997.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. Editora Oficina de Textos, 1ª Ed. São Paulo, 2005

CHOW, V. T. **Open-channel hydraulics**. International Student Edition. McGraw-Hill Book Co., 1959.

COLLODEL, M. G. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2009.

COLLISCHONN, W. **Simulação hidrológica em grandes bacias**. Tese (Doutorado). Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS), Porto Alegre-RS, 2001.

CÔRTEZ, J. M. **Sistemática de auxílio à decisão para a seleção de Alternativas de controle de inundações urbanas**. Tese (Doutorado). Tecnologia ambiental e recursos hídricos, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 2009.

COWAN, W. L. Estimating hydraulic roughness coefficients. **Agricultural Engineering**, vol. 37, nº 7, 473-475, 1956.

CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Controle do escoamento em lotes urbanos com retenção. In: TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. L. M. **Avaliação e controle da drenagem urbana**. Editora da UFRGS/ABRH, 1ª ed. Porto Alegre, 2000.

DAEE/CETESB. **Drenagem urbana**. 2ª ed. São Paulo, 1980.

DANTAS, A. **Chuvas: alagamento, desabamento e acidente com vítima fatal**. Alagoas 24 horas, Maceió-AL, 2011. Disponível na internet via: < <http://www.alagoas24horas.com.br/419602/chuvas-alagamento-desabamento-e-acidente-com-vitima-fatal/>>. Arquivo capturado em: 10/06/2015.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisas Agropecuárias. **Diagnóstico Ambiental do Município de Maceió**. Anexo I-f. Levantamento Semidetalhado de Solos, 2005.

EXAUSYSTEM – **Sistemas de exaustão – Reservatórios para água de reuso e água potável**. Disponível na internet via: < <http://www.exausystems.com/#!reservatrios-e-reuso-de-gua/ccr1>>. Arquivo capturado em: 02/06/2015.

FARIA, N. O.; BARBASSA, A. P.; SILVEIRA, A. Monitoramento, modelagem e simulação de cenários para a bacia do Córrego Barbado – Cuiabá/MT. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 19, n. 1, 2014.

GALVÃO, C. **Chuvas provocam alagamento em vários pontos de Maceió**. Alagoas 24 horas, Maceió-AL, 2011. Disponível na internet via: < <http://www.alagoas24horas.com.br/646390/chuvas-provocam-alagamento-em-varios-pontos-de-maceio/>>. Arquivo capturado em: 10/06/2015.

GARCIA, J. I. B. **Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia do hidrográfica do Arroio Cancela**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria-RS, 2005.

GARCIA, J. I. B.; PAIVA, E. M. C. D. Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia do Arroio Cancela – RS. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 11, n. 4, 2006.

GIRONÁS, J.; ROESNER, L. A.; DAVIS, J. **Storm Water Management Model: Applications manual**. U.S. Environmental Protection Agency. Department of Civil and Environmental Engineering. Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 2009.

GOTTSCHALK, L.; MOTOVILOV, Y. **Macro-scale hydrological modelling - a scandinavian experience**. In: International Symposium on: 'Can science and society save the water crisis in the 21st century - reports from the World'. p.38-45. Japan Society of Hydrology and Water Resources, Tokyo, 2000.

HICKS, W. I. **A method of computing urban runoff**. Transactions ASCE, vol. 109, 1944.

HOLZ, J. **Levantamento e mapeamento do índice de risco de alagamento da bacia do riacho Reginaldo**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento, Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 2010.

HUBER, W. C.; DICKINSON, R. E. **Storm Water Management Model, version 4: User's manual**. U.S. Environmental Protection Agency. Athens, Georgia, 1992.

JR AMBIENTAL – JRA Filtros e soluções em food servisse – **Cisternas para água de chuva**. Disponível na internet via: < <http://www.jrambiental.com.br/#!cisternas-agua-de-chuva/c238w>>. Arquivo capturado em: 02/06/2015.

KIDD, C. H. R. **Rainfall-runoff processes over urban surfaces**. Proceedings International Workshop held at the Institute of Hydrology, Wallingford, Oxon, England, 1978.

MACEIÓ. **Base Cartográfica Oficial da Prefeitura Municipal de Maceió**, 1999.

MADEIRO, C. **Chuvas voltam a castigar Alagoas e provocam morte de duas crianças**. UOL Notícias – Cotidiano, Maceió-AL, 2009. Disponível na internet via: < <http://noticias.uol.com.br/cotidiano/2009/05/13/ult5772u3948.jhtm>>. Arquivo capturado em: 10/06/2015.

MARTINS, F. J. P. **Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais**. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Portugal, 2000.

MATOS, M. R. **Método de análise e de cálculo de caudais pluviais em sistemas de drenagem urbana**. Tese (Especialização). Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal, 1987.

NASCIMENTO, N. O.; BAPTISTA, M. B. **Técnicas compensatórias em águas pluviais**. In: RIGHETTO, A. M. (Coord.). Manejo de águas pluviais urbanas (Projeto Prosab). Rio de Janeiro: ABES, 2009.

NASH, J. E.; SUTCLIFFE, J. V. **River flow forecasting through conceptual models part I: A discussion of principles**. Journal of Hydrology 10, 282-290, 1970.

PEPLAU, G. J. R. **Análise de métodos para o controle do escoamento urbano por vazão específica de restrição aplicados em uma bacia urbana de Maceió-AL**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento, Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 2013.

PEPLAU, G. J. R.; NEVES, M. G. F. P. Análise de critérios para a determinação da vazão de restrição ao escoamento superficial urbano. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 19, n. 4, 2014.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil: relação entre a precipitação, duração e frequência de chuvas registradas com pluviógrafos em 98 postos meteorológicos**. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Obras de Saneamento, 1982.

PIMENTEL, I. M. C. **Avaliação quali-quantitativa do riacho Reginaldo e seus afluentes**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento, Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 2009.

POLETO, C. SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems): uma contextualização histórica. **Revista Thema**. Pelotas, v. 8, n. 1, 2011.

POMPÊO, C. A. Drenagem urbana sustentável. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 5, n. 1, 2000.

REZENDE, O. M. **Avaliação de medidas de controle de inundações em um plano de manejo sustentável de águas pluviais aplicado à Baixada Fluminense**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, 2010.

ROESNER, L. A.; DICKINSON, R. E. **Storm Water Management Model User's Manual Version 4: Extran Addendum**. U.S. Environmental Protection Agency. Athens, Georgia, 1992.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model, version 5.0: User's manual**. U. S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 2010.

SARTORI, A. Avaliação da classificação hidrológica do solo para a determinação do excesso de chuva do método do serviço de conservação do solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 10, n.4, 2005.

SÉRGIO, F. Fotos: **Chuvas causam transtornos em Maceió**. G1 Alagoas, Maceió-AL, 2013. Disponível na internet via: < <http://g1.globo.com/al/alagoas/fotos/2013/07/fotos-chuvas-causam-transtornos-em-maceio.html#F862577>>. Arquivo capturado em: 10/06/2015.

SHINMA, T. **Calibração multiobjectivo do SWMM aplicada à transformação chuva-vazão**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2011.

SILVA, L. **Quantificação e caracterização dos resíduos sólidos na drenagem urbana na bacia Grota do Cigano – Maceió – Alagoas**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento, Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 2014.

SILVA JÚNIOR, R. I. **Evolução da urbanização e seu efeito no escoamento superficial na bacia do Riacho Reginaldo, Maceió – AL**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento, Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 2009.

SILVEIRA, A. L. L. **Provável efeito urbano nas relações IDF das chuvas de Porto Alegre**. In: TUCCI, C. E. M., MARQUES, D. M. L. M. Avaliação e controle da drenagem urbana. Editora da UFRGS/ABRH, vol 1. Porto Alegre, 2000.

SILVEIRA, A. L. L. **Drenagem Urbana: Aspectos de Gestão. Apostila do curso de gestores regionais de recursos hídricos**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2002.

SOUZA, V. C. B.; MORAES, L. R. S.; BORJA, P. C. Déficit na drenagem urbana: buscando o entendimento e contribuindo para a definição. **Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais**. Salvador, v. 1, n. 2, 2013.

TASSI, R.; VILLANUEVA, A. O. N. Análise do impacto dos microrreservatórios nos custos de uma rede de drenagem urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 9, n. 3, 2004.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas**. In: TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. Drenagem urbana. Editora da UFRGS/ABRH, 1ª ed. Porto Alegre, 1995.

TUCCI, C. E. M. **Aspectos Institucionais no Controle de Inundações**. I Seminário de Recursos Hídricos do Centro-Oeste, Brasília, DF, 1999.

TUCCI, C. E. M. **Controle de Enchentes**. In: TUCCI, C. E. M. Hidrologia: ciência e aplicação. Editora da UFRGS/ABRH, 4ª ed. Porto Alegre, 2013.

USDA (United States Department of Agriculture). **Urban hydrology for small watersheds**. Technical Release, n.55. Washington D. C, 1986.

VEIGA, G. L. **Avaliação de técnicas compensatórias integradas a ações urbanísticas em favelas verticais para controle de cheias. Estudo de caso: Favela Saqueta/RJ**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, 2014.

VIDAL, D. H. F. **Modelagem hidrodinâmica como suporte a avaliação e proposição de alternativas compensatórias para mitigação dos problemas de cheias urbanas na bacia do riacho Reginaldo em Maceió-AL**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, 2012.