

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DE CASO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE  
SANTA MARIA - DF**

**FERNANDO NOVAES CORNACHIONI DELCI**

**ORIENTADOR: SÉRGIO KOIDE, PhD**  
**COORIENTADORA: VANESSA FIGUEIREDO MENDONÇA  
DE FREITAS**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL 2 EM ENGENHARIA  
CIVIL**

**BRASÍLIA / DF: JULHO / 2019**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DE CASO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE  
SANTA MARIA - DF**

**FERNANDO NOVAES CORNACHIONI DELCI**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

**APROVADA POR:**

---

**SÉRGIO KOIDE, PhD (UnB)**

---

**CONCEIÇÃO DE MARIA ALBUQUERQUE ALVES, DSc (UnB)**

---

**BRUNO ESTEVES TÁVORA, DSc (MPU)**

**BRASÍLIA/DF, 15 DE JULHO DE 2019.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

DELICI, FERNANDO NOVAES CORNACHIONI

Estudo de Caso do Sistema de Drenagem de Santa Maria - DF.

xv, 78 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Drenagem Urbana

2. Escoamento Superficial

3. Bacia de Detenção

4. Modelo SWMM

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

DELICI, F. N. C. (2019). Estudo de Caso do Sistema de Drenagem de Santa Maria - DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 78 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Fernando Novaes Cornachioni Delci

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Estudo de Caso do Sistema de Drenagem de Santa Maria - DF.

GRAU/ ANO: Bacharel em Engenharia Civil/ 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Fernando Novaes Cornachioni Delci  
SQSW 305 Bloco J Apartamento 510  
70673-461 – Brasília/DF – Brasil

***It is difficult to say what is impossible, for the dream of yesterday is the hope of today and the reality of tomorrow.***

**(Robert H. Goddard)**

***O maior de todos os erros é não fazer nada só porque se pode fazer pouco. Faça o que lhe for possível.***

**(Sydney Smith)**

## AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha família, por apoiar e guiar minha caminhada em todos os momentos decisivos. Aos meus pais, Fernando Dimas e Ana Alice, pelo investimento feito e confiança depositada à minha pessoa, para que sempre continue a me aprimorar. À minha irmã Natálie, por ser tudo e mais um pouco e que naqueles momentos mais difíceis até então me permitiu contar com suas palavras e apoio incondicional, tornando-me cada vez mais forte.

Agradeço às minhas melhores amigas, Adriana Correia e Luísa Jaccoud, pelos quase 10 anos de amizade, começada em meados do ensino médio, continuada em época de cursinho e aprimorada com os anos de UnB, entre as idas e vindas, sempre nos mantivemos fortes e presentes uns para com os outros.

Aos amigos que a Engenharia Civil na UnB me trouxe, muitos dos quais se mostraram muito mais que amigos, presentes nos mais importantes momentos dos anos exaustivos, mas também muito gratificantes da graduação. Às amizades desenvolvidas por meio da escolha deste projeto final, Luísa Ceolin e Letícia Brito, fundamentais durante todo esse último ano.

Ao Professor e Orientador Sérgio Koide, que me aceitou para o desenvolvimento deste projeto, sendo também fonte de inspiração. À Maria Elisa, pela ajuda na condução deste projeto e paciência dedicadas a sanar os mais diversos questionamentos que iam surgindo ao longo do caminho. À Engenheira Vanessa de Freitas, por ter me acolhido como seu estagiário na NOVACAP e ter me permitido aprender tanto com seus anos de experiência na engenharia.

À UnB, por me ter feito a pessoa que sou hoje, com muito a crescer, mas com muito já conquistado.

## RESUMO

Como consequência da expansão das áreas urbanas, há um aumento da impermeabilização do solo, tal condição amplifica problemas oriundos de chuvas intensas nas cidades, gerando alagamentos e transtornos para a população. Os sistemas de drenagens de águas pluviais são formas desenvolvidas pela engenharia hidráulica e hidrológica para enfrentar essa ação antrópica. Atualmente vê-se o foco das soluções dadas para a drenagem urbana mudando da visão higienista, que somente afastam as águas das áreas urbanas, para uma visão mais sustentável, que visa amenizar os impactos causados pelo aumento do deflúvio, como elevadas vazões de pico, menores tempos de concentração e aumento do escoamento superficial. O presente trabalho teve como escopo analisar a Região Administrativa de Santa Maria, no Distrito Federal, que vem, a longo prazo, sofrendo as consequências dessa visão antiga, devido à constante urbanização e impermeabilização, gerando alagamentos prolongados e extravasamentos de poços de visita, em função da insuficiência da rede para conduzir toda a água à jusante em um período de tempo adequado. Focou-se em uma análise quantitativa do sistema vigente por meio do *Software* PCSWMM para diferentes cenários, sendo que, foram implementadas algumas medidas adotadas pela drenagem sustentável como bacias de detenção e valas de infiltração. Os resultados obtidos permitiram concluir que a rede não atende as condições de urbanização em vigor atualmente, apresentando-se subdimensionada em grande parte de sua extensão. Com as medidas alternativas simuladas observou-se uma redução de pico de vazão de até 30% para as bacias de detenção e até 50% para as valas de infiltração. Desta forma, essas medidas mostram-se boas alternativas para enfrentar os problemas e reduzir os impactos oriundos de uma região já urbanizada como a região de Santa Maria.

**Palavras-chave:** Drenagem urbana, modelagem hidrológico-hidráulica, PCSWMM.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
2.1	OBJETIVO GERAL .....	3
2.2	OBJETIVO ESPECÍFICO .....	3
<b>3</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>4</b>
3.1	IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO .....	4
3.1.1	Escoamento superficial .....	Erro! Indicador não definido.
3.2	MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES.....	7
3.2.2	Controle de Inundações em Áreas Urbanizadas .....	8
3.3	SISTEMAS DE DRENAGEM .....	10
3.3.1	Sistemas Convencionais .....	10
3.3.2	Técnicas Compensatórias ou Sistemas Alternativos de Drenagem Urbana.....	16
3.3.3	Bacias de Detenção .....	18
3.4	MODELAGEM COMPUTACIONAL HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA.....	23
3.4.1	STORM WATER MANAGEMENT MODEL .....	24
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>28</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	28
4.1.1	Hidrografia.....	30
4.1.2	Solo e Relevo .....	31
4.1.3	Rede de drenagem de Santa Maria .....	32
4.2	PARÂMETROS DE ESTUDO .....	36
4.2.1	Sub-bacias de Análise .....	37
4.2.2	Topografia.....	38
4.2.3	Uso e Ocupação.....	39
4.2.4	Parâmetro CN .....	41
4.2.5	Chuva de projeto .....	41
4.3	SIMULAÇÕES HIDROLÓGICO-HIDRÁULICAS POR MEIO DO PCSWMM .....	43
4.3.1	Comparação com Método Racional .....	44
4.3.2	Cenários de Simulação .....	45
<b>5</b>	<b>ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>49</b>
5.1	REDE EXISTENTE .....	49

<b>5.2</b>	<b>COMPARAÇÃO DA MODELAGEM .....</b>	<b>55</b>
<b>5.3</b>	<b>CANAL EXISTENTE .....</b>	<b>60</b>
<b>5.4</b>	<b>BACIA DE DETENÇÃO .....</b>	<b>62</b>
5.4.1	Resultados com a Bacia de Detenção no PCSWMM .....	66
<b>5.5</b>	<b>VALA DE INFILTRAÇÃO .....</b>	<b>69</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>74</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>76</b>



## LISTA DE FIGURAS

Figura 3-1: Impermeabilização do Solo (Fonte: Adaptado de Butler, 2018).....	4
Figura 3-2: Efeito do Urbanismo no pico de vazão de escoamento (Fonte: adaptado de Butler, 2018).....	5
Figura 3-3: Processos que ocorrem em uma área urbana (Fonte: Adaptado Hall apud Tucci, 2009).....	6
Figura 3-4: Tipos de bocas de lobo (Fonte: DAEE/CETESB, 1980).....	11
Figura 3-5: Junção de trechos de rede através de um PV (Fonte: Adasa, 2018).....	11
Figura 3-6: Posição das bocas de lobo (BL) e poços de visita (PV) na rede de drenagem (Fonte: Adasa, 2018). ....	12
Figura 3-7: Curva IDF de Brasília. ....	14
Figura 3-8: Hietograma da chuva de projeto de acordo com a IDF do Manual de Drenagem para tempo de retorno de 10 anos e período de duração da chuva de 24 horas.....	15
Figura 3-9: Esquema simplificado de uma Bacia de Detenção (Fonte: Akan, 1993). ....	18
Figura 3-10: Estimativa preliminar do volume de armazenamento do reservatório de detenção (Fonte: Baptista et al., 2005). ....	20
Figura 3-11: Bacia de detenção implantada na RA Riacho Fundo II (Fonte: PDDU, Concremat, 2009). ....	22
Figura 3-12: B Bacia de detenção implantada na RA Recanto das Emas (Fonte: PDDU, Concremat, 2009). ....	22
Figura 3-13: Modelo de reservatório não linear de uma sub-bacia (Fonte: Adaptado de Rossman, 2010). ....	25
Figura 3-14: Resumo dos processos hidrológicos e hidráulicos modelados pelo SWMM (Fonte: Adaptado de Rossman, 2016). ....	26
Figura 4-1: Organograma da metodologia a ser utilizada. ....	28
Figura 4-2: Posição relativa da RA-XIII no Distrito Federal (Fonte: Codeplan, 2015).....	29
Figura 4-3: Hidrografia e bacias hidrográficas RA-XIII Santa Maria (Fonte: Codeplan, 2015). ....	30
Figura 4-4: Mapa de solos de Santa Maria – DF.....	31
Figura 4-5: Rede de drenagem implementada e cadastrada em Santa Maria.....	32
Figura 4-6: Dimensões da tubulação ao longo da rede de Drenagem. ....	33

Figura 4-7: Região mais ao final da Avenida Santa Maria, apresentando empoçamento de água pluvial. ....	33
Figura 4-8: Grande região apresentando falhas na condução das águas pluviais, próxima à quadra CL 313/413, na Avenida Santa Maria. ....	34
Figura 4-9: Lâmina d'água ultrapassando altura do meio fio e bocas de lobo atuando como orifícios na região Próxima à CL 316/416, na Avenida Santa Maria.....	34
Figura 4-10: Alagamento próximo à CL 316/416, na primeira rua paralela abaixo da Avenida Santa Maria.....	34
Figura 4-11: Sistema de captação de águas pluviais obstruído próximo à CL 316/416, na primeira rua paralela abaixo da Avenida Santa Maria. ....	35
Figura 4-12: Alagamento próximo à CL 316/416, na primeira rua paralela abaixo da Avenida Santa Maria, em um ponto mais a montante que as imagens anteriores. ....	35
Figura 4-13: Mapa de Diagnóstico da rede de Santa Maria (Fonte: Adaptado de PDDU, 2009) .....	36
Figura 4-14: Área de estudo do sistema de drenagem.....	37
Figura 4-15: Sub-bacias de contribuição para o canal.....	38
Figura 4-16: Modelo Digital de Elevação (MDE) para a área de estudo. ....	39
Figura 4-17: Uso e Ocupação da Área de estudo .....	40
Figura 4-18: Hietograma da chuva de projeto para tempo de retorno de 2 anos e duração de 24 horas. ....	42
Figura 4-19: Hietograma da chuva de projeto para tempo de retorno de 5 anos e duração de 24 horas. ....	42
Figura 4-20: Hietograma da chuva de projeto para tempo de retorno de 25 anos e duração de 24 horas. ....	43
Figura 4-21: Possíveis locais de implementação de bacias de retenção (Fonte: Adaptado Concremat (PDDU), 2009).....	46
Figura 4-22: Representação esquemática de valas de infiltração no Software PCSWMM (Fonte: ChiWater, 2019).....	48
Figura 5-1: Precipitação e escoamento superficial gerado para todos os TRs de projeto. ....	49
Figura 5-2: Tempo em que PVs permanecem sobrecarregados para TR de 2 anos .....	50
Figura 5-3: Tempo em que PVs permanecem sobrecarregados para TR de 5 anos .....	50
Figura 5-4: Tempo em que PVs permanecem sobrecarregados para TR de 10 anos .....	51
Figura 5-5: Linha piezométrica no trecho com PVs sobrecarregados por mais de 30 minutos	52
Figura 5-6: Tempo em que PVs permanecem sobrecarregados para TR de 25 anos .....	52

Figura 5-7: Extravasamentos representados na rede como um todo, para cada chuva de projeto simulada.....	53
Figura 5-8: Vazões máximas de extravasamento nos PVs para TR de 10 anos.....	54
Figura 5-9: Vazões de saída de cada sub-bacia delimitada calculadas pelo modelo SWMM a partir da rede existente e chuva de TR 10 anos .....	55
Figura 5-10: Vazão de saída para a SB1 obtida pelo método SCS para mesma chuva definida no método racional. ....	57
Figura 5-11: Vazão de saída para a SB2 obtida pelo método SCS para mesma chuva definida no método racional. ....	58
Figura 5-12: Vazão de saída para a SB3 obtida pelo método SCS para mesma chuva definida no método racional. ....	59
Figura 5-13: Vazão de saída para a SB4 obtida pelo método SCS para mesma chuva definida no método racional. ....	60
Figura 5-14: Perfil do canal de macrodrenagem e representação das linhas piezométricas para os TRs de 2, 5, 10 e 25 anos .....	61
Figura 5-15: Perfil do canal de macrodrenagem à jusante do sistema para TR de 10 anos .....	61
Figura 5-16: Representação da máxima profundidade e a máxima vazão atingidas pelo canal .....	62
Figura 5-17: Área de contribuição para a bacia locada no ponto 9 .....	63
Figura 5-18: Dimensões do orifício de saída da bacia de detenção.....	64
Figura 5-19: dimensões do vertedor da bacia de detenção .....	64
Figura 5-20: Volume estimado pelo PCSWMM para a bacia de detenção no ponto 9.....	65
Figura 5-21: : Volume estimado pelo PCSWMM para a bacia de detenção no ponto 7.....	66
Figura 5-22: Altura da lâmina d'água na bacia de detenção e sua vazão de saída.....	67
Figura 5-23: Vazão de saída e altura da lâmina d'água do orifício .....	67
Figura 5-24: Vazão de saída e altura da lâmina d'água do vertedor .....	68
Figura 5-25: Vazão de reentrada no sistema após amortecimento dado pela bacia .....	69
Figura 5-26: Locação das valas de infiltração e suas áreas de contribuição .....	70
Figura 5-27: Comparação das vazões com e sem vala de infiltração para o mesmo ponto de entrada de vazões na rede para TR de 2 anos .....	71
Figura 5-28: Comparação das vazões com e sem vala de infiltração para o mesmo ponto de entrada de vazões na rede para TR de 2 anos .....	71
Figura 5-29: Comparação das vazões com e sem vala de infiltração para o mesmo ponto de entrada de vazões na rede para TR de 10 anos .....	72

Figura 5-30: Comparação das vazões com e sem vala de infiltração para o mesmo ponto de entrada de vazões na rede para TR de 10 anos .....72

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1: A canalização em contraponto com a reservação.....	9
Tabela 3-2: Grupos hidrológicos de solo e suas características. ....	16
Tabela 3-3: Uso típico dos dispositivos de controle de escoamento. ....	17
Tabela 4-1: Áreas de cada sub-bacia e o total representativo da sub-bacia de análise.....	38
Tabela 4-2: Caracterização percentual do uso e ocupação do solo .....	40
Tabela 4-3: Tabela para valores CN adotados.....	41
Tabela 4-4: Precipitação acumulada para 24 horas de duração de chuva .....	43
Tabela 4-5: Valores definidos para o coeficiente de escoamento superficial (C) .....	45
Tabela 5-1: Valores de coeficiente de escoamento superficial (C) médio .....	55
Tabela 5-2: Dados para aplicação do método racional e aplicação da fórmula de Kirpich para tempo de concentração .....	56
Tabela 5-3: Vazões de saída pelo método racional para TR de 10 anos .....	56
Tabela 5-4: Valores para Área e Coeficientes para estimativa pela fórmula do volume da Adasa .....	63
Tabela 5-5: Dados de pré-dimensionamento da bacia de detenção.....	64
Tabela 5-6: Dados de entrada para simulação de valas de infiltração.....	70
Tabela 5-7: Resumo do impacto das valas de infiltração a montante .....	73

## LISTA DE EQUAÇÕES

Equação (3-1): Vazão no exutório da bacia pelo Método Racional .....	13
Equação (3-2): IDF de Brasília citada no Manual de Drenagem da Adasa.....	14
Equação (3-3): Precipitação efetiva segundo modelo estabelecido pelo SCS(1975).....	15
Equação (3-4): Armazenamento potencial no solo para o modelo SCS(1975).....	15
Equação (3-5): Equação da continuidade .....	20
Equação (3-6): Princípio de conservação da energia (função ideal de armazenamento) .....	21
Equação (3-7): Controle hidráulico de saída do reservatório (curva cota-descarga) .....	21
Equação (4-1): IDF de Brasília citada no Manual de Drenagem da Adasa.....	41
Equação (4-2): Fórmula de Kirpich para tempo de concentração da bacia.....	44
Equação (4-3): Ponderação do coeficiente de escoamento superficial.....	44
Equação (4-4): Fórmula do volume de bacias de retenção da Adasa .....	47
Equação (4-5): Fórmula da lei dos orifícios .....	47

# LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

Adasa – Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico.

CN – Curva Número

CETESB – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo

Codeplan – Companhia de Planejamento do Distrito Federal

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica

DF – Distrito Federal

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

Novacap – Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil

NRCS – *National Resources Conservation Service*

PCSWMM – *Personal Computer Storm Water Management Model*

PDAD – Pesquisa Distrital por Amostra de Domicílios

PDDU/DF – Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal

PDOT – Plano Diretor de Ordenamento Territorial

RA – Região Administrativa

SCS – *Soil Conservation Service*

SWMM – *Storm Water Management Model*

TR – Termo de Referência da Novacap de 2012

## 1 INTRODUÇÃO

A partir das décadas de 50 e 60, no Brasil, observou-se uma mudança nas relações de trabalho no campo e na cidade, levando a uma mudança na estrutura territorial do país, caracterizada pelo êxodo rural e crescimento das cidades. Observou-se, no entanto, que essa transição não foi acompanhada do adequado planejamento espacial e implementação de toda infraestrutura necessária para que houvesse a correta ocupação desses centros urbanos, caracterizando um crescimento intenso e desordenado (MARTINE & MCGRANAHAN, 2010).

Com esse intenso crescimento populacional nos centros urbanos, sua ocupação de forma irregular trouxe diversas consequências negativas às cidades (BREDARIOL, 2001). A impermeabilização do solo, a ocupação de áreas com ameaça de desmoronamento ou alagamento, e dificuldades para o abastecimento de água e instalação de saneamento urbano são algumas das preocupações geradas a partir da ocupação desordenada.

A partir da impermeabilização do solo, com a constante inserção de materiais artificiais impermeáveis na superfície de um terreno, como o asfalto e o cimento, ocorre um aumento do volume de escoamento superficial e a diminuição da infiltração das águas da chuva no solo. Tais fatores são responsáveis diretos pela ocorrência de inundações urbanas.

De forma a sanar tais problemas advindos da urbanização, inicialmente via-se a drenagem pluvial com um viés higienista, em que se recomenda o rápido escoamento das águas, levando-a à jusante. Esta visão clássica, no entanto, teve sua eficácia questionada justamente pela velocidade de expansão dos centros urbanos, que colocava em xeque os sistemas já implementados e, portanto, demandava novos sistemas. Surgiram, então, as técnicas compensatórias em drenagem urbana, que buscam reduzir esses efeitos da urbanização, trazendo qualidade e preservação ambiental.

Em relação ao Distrito Federal (DF), de acordo com Quinto Jr & Iwakami (1991), a ocupação das regiões administrativas aconteceu de maneira a dar suporte para a forma como a construção de Brasília aconteceu. Com o curto período de tempo disponível para a transferência da capital do Brasil para a região Centro-oeste, foi necessário o deslocamento de trabalhadores de forma abundante. Desta forma, para abrigá-los, foram surgindo assentamentos em torno do Plano Piloto, os quais cresciam na medida em que novos trabalhadores chegavam e que suas famílias fossem aumentando. Assim, a criação de parte das Regiões Administrativas está ligada ao assentamento irregular ocorrido em meados de 1960, com a construção de Brasília.



Mais especificamente na região administrativa de Santa Maria, objeto de estudo deste trabalho, a ocupação se deu de forma intensa inicialmente, tendo sido consequência de um programa de distribuição de lotes realizado pelo governo do Distrito Federal. Assim como as demais regiões administrativas do DF, Santa Maria, em seus primeiros anos (a partir de 1991), era dotada de pouca infraestrutura urbana.

Em virtude do contexto acima descrito, no que se refere à drenagem urbana, em 2009 foi estabelecido o Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal. Esse Plano consiste em recomendações para o planejamento da drenagem e manejo de águas pluviais em área urbana no DF. Para a região de Santa Maria foi feito o diagnóstico de sua rede existente, atestando que em muitos pontos ela já trabalhava em sua capacidade total. Desta forma, para situações futuras de urbanização o prognóstico sinaliza o comprometimento de praticamente toda a rede, tornando necessária a busca de medidas, tais como as técnicas compensatórias, como forma de melhor planejar o desenvolvimento da região.

Neste estudo, foi avaliado o sistema de drenagem da Região Administrativa de Santa Maria em busca do melhor entendimento das situações críticas em que a rede se encontra. A necessidade desta análise foi constatada pela NOVACAP – entidade responsável pela análise de sistemas de drenagem do Distrito Federal – diante de queixas apresentadas pelos moradores quanto a alagamentos ocorridos nas quadras CL 413/415, daquela Região Administrativa.

Este documento está estruturado em sete capítulos, sendo eles a Introdução; Objetivos, contendo os objetivos gerais e específicos; Fundamentação Teórica e Revisão Bibliográfica, contextualizando as águas urbanas atualmente no contexto do Distrito Federal, trazendo enfoque às bacias de retenção e à modelagem por meio do *Personal Computer Storm Water Management Model* (PCSWMM); Metodologia, trazendo uma descrição de como se decorreu a realização da coleta e análise da base de dados para a obtenção dos resultados da modelagem computacional, assim como a caracterização preliminar da área de estudo; Análise e Discussão dos Resultados, interpretando os resultados obtidos de acordo com as situações propostas e avaliando como esses resultados interferem no sistema da região; Conclusões e Recomendações; resumindo o progresso do trabalho uma vez feita as análises e como pode-se melhorar para futuros projetos e análises; e Referências Bibliográficas.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Avaliar hidraulicamente, o sistema de drenagem existente na região de Santa Maria, tendo como modelo o programa PCSWMM e propor possíveis soluções sustentáveis para a situação problema encontrada nas quadras CL 413/415, da Região Administrativa de Santa Maria.

### **2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO**

1) Identificar os motivos e fazer um diagnóstico da situação do sistema de manejo de águas pluviais que geraram a situação crítica;

2) Modelar hidraulicamente a rede consolidada por meio do programa PCSWMM a fim de compreender as limitações do sistema de drenagem e comparar a modelagem com o método racional;

3) Propor cenários de soluções para redução dos problemas; e

4) Verificar a viabilidade de implementação de medidas de baixo impacto à montante, para reduzir a necessidade de obras a jusante.

### 3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO

Como base para os estudos em drenagem urbana há que se entender, antes de tudo, o percurso natural da água em âmbitos local e regional. Processos como evaporação, evapotranspiração, precipitação, interceptação, infiltração e escoamento superficial compõem o vasto ciclo hidrológico.

A precipitação e o escoamento superficial são de suma importância nos estudos da drenagem urbana, dada a grande interferência que sofrem devido às consequências da movimentação da população de áreas rurais para conglomerados urbanos cada vez mais densos. Os conglomerados urbanos, por sua vez, provocam o aumento do consumo de água, do volume de dejetos e geram uma mudança intensa no uso e ocupação do solo. Este último, mais especificamente, trouxe o aumento da impermeabilização devido a quantidade elevada de construções e, conseqüentemente, redução da vegetação, conforme Figura 3-1, alterando as condições naturais das localidades habitadas (PINTO *et al.*, 1998).

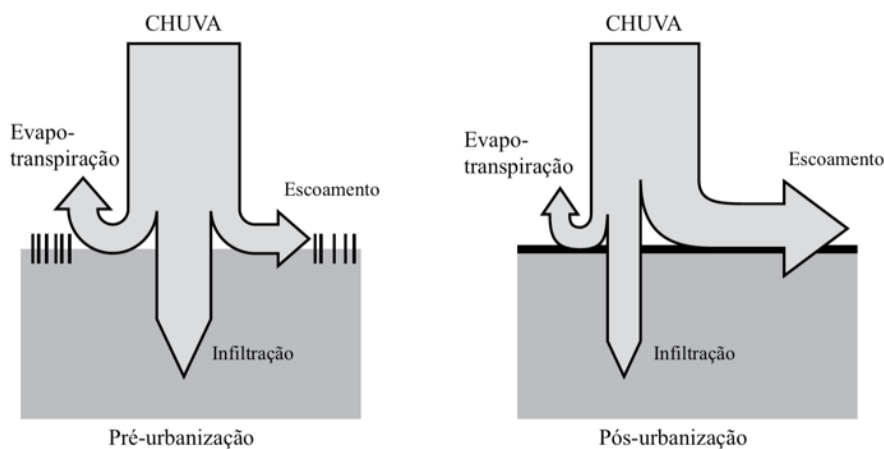


Figura 3-1: Impermeabilização do Solo (Fonte: Adaptado de BUTLER, 2018).

O desenvolvimento de uma área urbana, tem um efeito significativo nos processos hidrológicos. As superfícies impermeabilizadas aumentam a quantidade de escoamento superficial em relação à infiltração e, portanto, aumentam o volume total de água que chega aos rios durante ou logo após a chuva. O escoamento superficial torna-se mais rápido sobre superfícies menos rugosas que sobre superfícies naturais e ao longo de correntes naturais. Isso significa que o pico de vazão será antecipado e maior, conforme pode ser visto na Figura 3-2, além disso, a infiltração reduzida significa uma menor recarga de água subterrânea e consequente aumento da vazão de pico (BUTLER, 2018).

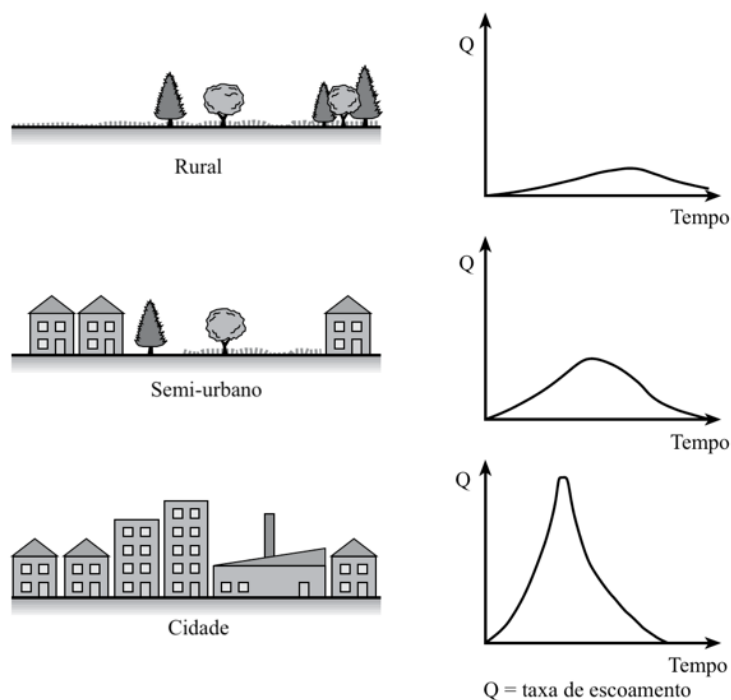


Figura 3-2: Efeito do Urbanismo no pico de vazão de escoamento (Fonte: adaptado de BUTLER, 2018).

Segundo Tucci (2009) os impactos da urbanização das cidades podem ser descritos como:

- aumento das vazões máximas (até 7 vezes), devido ao aumento da capacidade de escoamento através de condutos, canais e impermeabilização das superfícies;
- deterioração da qualidade da água, devido à lavagem das ruas, transporte de material sólido e às ligações clandestinas de esgoto cloacal e pluvial;
- aumento da produção de sedimentos, devido à desproteção da superfície e à produção de resíduos sólidos.

A Figura 3-3 ilustra as consequências decorrentes da urbanização e como elas se inter-relacionam de forma a evidenciar os principais resultantes desse processo. Tem-se que os pontos a serem estudados e aperfeiçoados consistem em aproveitamento de recursos hídricos, controle de poluição e controle de inundações.

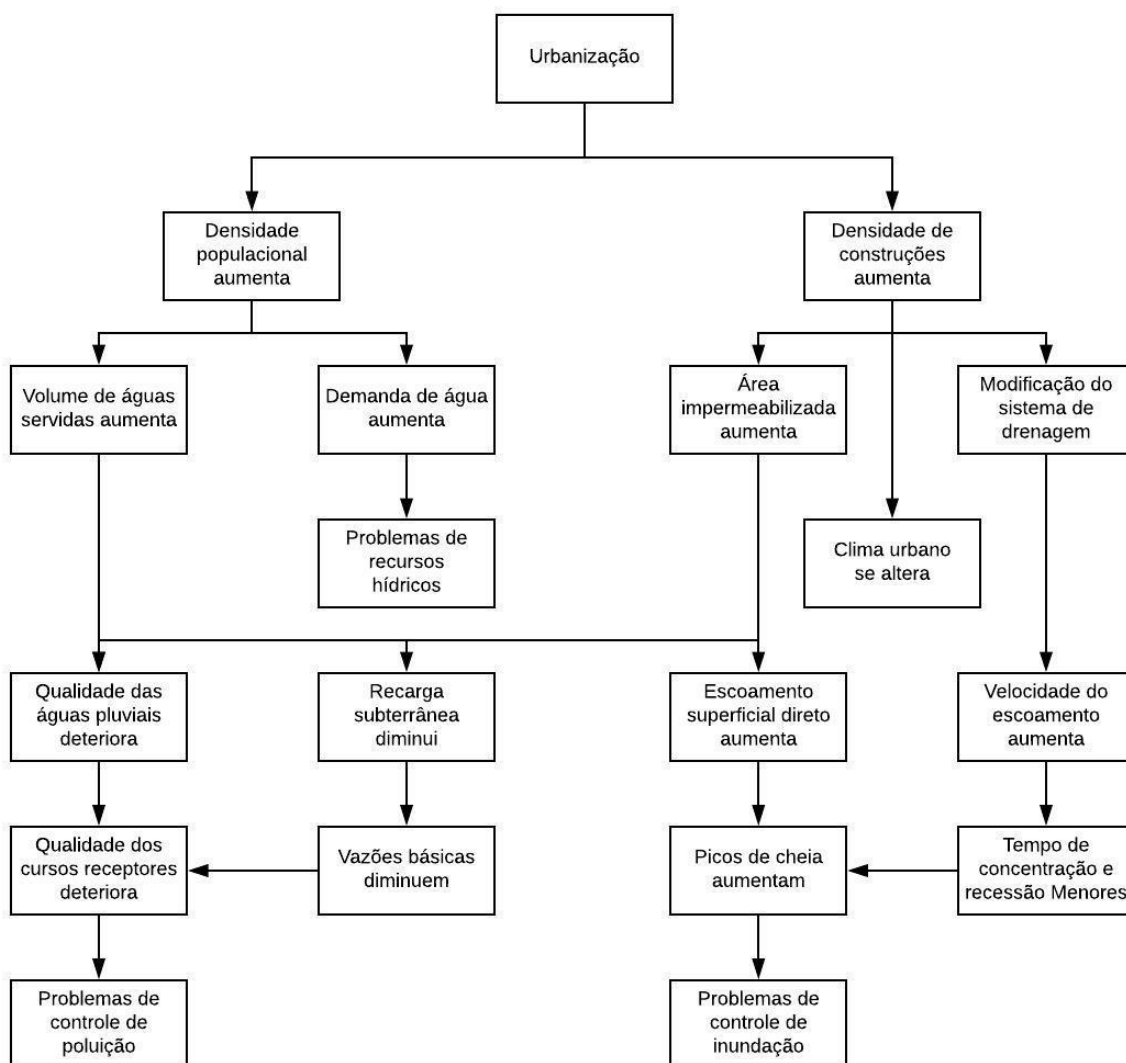


Figura 3-3: Processos que ocorrem em uma área urbana (Fonte: Adaptado HALL apud TUCCI, 2009).

Segundo Tucci (1995), os impactos sobre as inundações não devem ser transferidos à jusante, devendo, então, serem implantadas medidas para o seu controle. Os meios de implantação dessas medidas são planos diretores, legislações e manuais de drenagem. As legislações em âmbitos municipais, estaduais e federais devem atender as novas demandas sobre a drenagem urbana, enquanto que os manuais têm como função orientar no planejamento e execução dessas medidas. Dentre os critérios, tem-se como principais a não ampliação da cheia natural e o planejamento do horizonte de expansão urbano, abrangendo as áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas que se encontram atualmente loteadas.

## **3.2 MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES**

No controle de inundações, frequentemente adotam-se medidas em que se propõe mudanças do sistema fluvial, ou no meio ambiente, e que se darão por obras na bacia (medidas extensivas) ou então no próprio rio (medidas intensivas). Tais ações são designadas por medidas estruturais. Contrapondo-se a essa ideia de grande alteração do meio, existem as medidas não estruturais, por meio das quais se busca a melhor adaptação e convívio da população com os eventos de inundações, portanto, visando que não haja grande alteração do meio físico (TUCCI, 2007; BAPTISTA *et al.*, 2005).

### **3.2.1 Medidas Estruturais**

Conforme dito anteriormente, medidas estruturais são divididas em extensivas e intensivas. As medidas extensivas são aquelas implementadas com o objetivo de alterar as relações entre precipitação e vazão. Entre essas medidas podem ser citadas a variação da camada vegetal por meio de reflorestamento, proporcionando um controle de erosões da região assim como possibilitando o retardo e a diminuição do pico de cheia; ou ainda o controle de perda de solo mediante medidas de conservação. Desta forma há um controle maior nas inundações frequentes, que ocorrem com baixo tempo de retorno (TUCCI, 1997).

Já as medidas intensivas consistem em ações diretas nos rios e de acordo com Simons *et al.*, (1977) e Canholi (2014), podem ser de quatro tipos, a saber: I) aquelas que propõe acelerar o escoamento, como o aumento da capacidade de descarga dos rios, corte de meandros e a construção de diques e *polders*; II) aquelas que retardam o escoamento, sendo elas os reservatórios e as bacias de amortecimento; III) aquelas que desviam o escoamento, sendo obras como canais e desvios, que transferem o escoamento para outras bacias ou trechos de rios; e, IV) por fim, medidas que caracterizam a introdução de ações individuais, que tornam construções a prova de inundações.

### **3.2.2 Medidas Não Estruturais**

As medidas estruturais tendem a induzir a ampliação de ocupação de áreas com risco de inundação, desta forma as medidas não estruturais podem, em contrapartida, atuar de forma mais eficaz a menores custos e apresentando horizontes de atuação maiores. Essas medidas proporcionam uma maior disciplina na ocupação territorial, no comportamento de consumo das pessoas e nas atividades econômicas as quais estão inseridas no contexto dessa ocupação territorial (CANHOLI, 2014).

As medidas não estruturais são basicamente ações preventivas e, de acordo com Canholi (2014), consistem em gerenciamento de desastres, previsão e alerta de inundações, seguros contra inundações e zoneamento de áreas de risco de inundação.

### **3.2.3 Controle de Inundações em Áreas Urbanizadas**

Dados os problemas advindos da urbanização, percebe-se quão nocivas as inundações podem se tornar à população caso não sejam minimamente abordadas e quantificadas. Há, portanto, uma preocupação em como se tratar desse assunto a partir do conhecimento das medidas de controle desse fenômeno, neste caso, em relação ao local de atuação e à sua capacidade.

Segundo Tucci (1995), pode-se classificar essas medidas, de acordo com sua atuação na bacia, assim distribuídas:

- Na fonte: este tipo de controle atua sobre o lote, praças e passeios;
- Na microdrenagem: este é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos; e
- Na macrodrenagem: este é o controle sobre os principais riachos urbanos.

As medidas de controle podem, ainda, ser organizadas de acordo com a sua ação sobre o hidrograma em cada uma das partes das bacias, mencionadas acima, conforme proposto em Tucci (1995), da seguinte forma:

- Infiltração e percolação: cria-se espaço para que a infiltração e a percolação da água no solo sejam otimizadas; o armazenamento e o fluxo subterrâneo se tornam meios para promover a diminuição do escoamento superficial;
- Armazenamento: por meio de reservatórios, sempre no tamanho adequado para uso numa residência (1-5 m<sup>3</sup>) ou até para porte da macrodrenagem urbana (alguns milhares de m<sup>3</sup>). Tem como funcionalidade a detenção de parte do volume proveniente do escoamento superficial, reduzindo o seu pico e distribuindo a vazão no tempo;
- Aumento da eficiência do escoamento: por meio de condutos e canais, que drenam as áreas inundadas ou com riscos de inundação previamente. Esse tipo de solução tende a transferir inundações de uma área para outra, geralmente mais a jusante, mas tende a ser benéfico quando associados aos reservatórios de detenção; e

- Diques e estações de bombeamento: solução tradicional de controle localizado de inundações em áreas urbanas que não possuam espaço para amortecimento da inundação.

Observa-se de acordo com o exposto acima, dois conceitos de grande significância para a drenagem e manejo de águas pluviais, o da canalização das águas pluviais e o da reservação das águas pluviais (CANHOLI, 2005). O primeiro conceito voltado a um viés convencional de lidar com o manejo de águas, com o afastamento rápido do escoamento e o segundo, mais moderno e sustentável, propondo contenções nas próprias bacias. A Tabela 3-1 lista e resume alguns dos principais contrapontos desses dois conceitos. Os sistemas envolvendo tais conceitos serão melhor abordados nos tópicos seguintes.

Tabela 3-1: A canalização em contraponto com a reservação.

<b>CARACTERÍSTICAS</b>	<b>CANALIZAÇÃO</b>	<b>RESERVAÇÃO</b>
<b>Componentes Principais</b>	-Canais abertos/galerias	-Reservatórios abertos -Reservatórios subterrâneos
<b>Impactos nos trechos de jusante (quantidade)</b>	-Aumenta os picos das inundações em relação as condições anteriores -Maiores obras nos sistemas de jusante	-Podem ser dimensionadas para impactos zero -Reabilitação de sistemas, tornando vazões a jusante compatíveis com capacidade disponível
<b>Impactos nos trechos de jusante (qualidade)</b>	-Transporta carga poluente afluente para o corpo receptor	-Facilita remoção de material poluente pelo processo de decantação em reservatórios
<b>Manutenção e operação</b>	-Pouco frequente o que causa excesso de assoreamento e de lixo	-Limpeza periódica necessária -Fiscalização necessária -Desinfecção (insetos)
<b>Estudos Hidrológicos e Hidráulicos</b>	-Requer definição de picos de inundações	-Requer definição dos hidrogramas (Volume de inundações)

Fonte: Adaptado Canholi, 2005.



### 3.3 SISTEMAS DE DRENAGEM

#### 3.3.1 Sistemas Convencionais

De acordo com a Lei de Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico (Brasil, 2007) com a redação dada pela Medida Provisória nº 844, de 2018, atualmente, o sistema de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas deve ser constituído<sup>1</sup>:

*“Pelas atividades, pela infraestrutura e pelas instalações operacionais de drenagem de águas pluviais, de transporte, retenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas, contempladas a limpeza e a fiscalização preventiva das redes”.*

No entanto, havia antes, uma visão mais simples e imediatista do que deveria ser e como ele deveria se comportar. Tal visão ainda se perpetua, sendo as implementações em maior vigor nos dias de hoje no DF, segundo o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU).

O sistema clássico, como se denomina essas primeiras medidas de controle tomadas, baseia-se no princípio higienista, buscando uma rápida condução das águas pluviais das áreas urbanas advindas de construções, lotes, ruas e estacionamentos, de tal forma a retirar a presença “nociva” das águas das ruas e prevenir doenças de veiculação hídrica. Os componentes que permitem a evacuação da água são estruturas hidráulicas que fazem a coleta e o transporte à jusante, podendo ele ser para sistemas de maior porte ou, então, a disposição final no corpo hídrico (BAPTISTA *et al.*, 2005).

Como parte integrante desse sistema tem-se os dispositivos de captação conhecidos como bocas de lobo (BL) conforme Figura 3-4; existem também os dispositivos de visita, que permitem mudanças de direção declividade, diâmetro e a inspeção e limpeza das canalizações, conhecidos como poços de visita (PV), Figura 3-5; e ainda os condutos de ligação entre as bocas

---

<sup>1</sup> A Lei de Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico é a Lei 11.445, de 05/01/2007. Atualmente essa lei está vigorando com alterações introduzidas pela Medida Provisória (MP) 844, de 06/07/2018. Nesse sentido, a MP 844, foi apreciada por uma Comissão Mista do Congresso Nacional, na qual teve o oferecimento de 525 emendas. Conforme o Ofício 516, do Congresso Nacional, datado de 06/11/2018, referida MP foi encaminhada à Câmara dos Deputados, para tramitação em regime de urgência, com proposta de PLV – Projeto de Lei de Conversão. Isso significa que referida MP poderá ser convertida em Lei, porém com modificações, devendo-se aguardar sua tramitação nas duas Casas do Congresso Nacional (Câmara dos Deputados e Senado Federal). Aprovada na Câmara dos Deputados, será encaminhada ao Senado Federal e, diante das alterações, encaminhada ao Presidente da República para sanção e promulgação, quando passará a ser Lei, e publicação, quando, após transcorrido o prazo regulamentar, nela previsto, passará a vigor como Lei, tornando definitivas as alterações introduzidas na Lei 11.445, acima referida, a Lei de Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico.

de lobo e os poços de visita às redes de drenagem propriamente ditas, quando de maiores dimensões chamadas de galerias, Figura 3-6, que são as canalizações responsáveis pela condução das águas provenientes das bocas de lobo e ligações privadas até seu destino final (TUCCI, 2009).

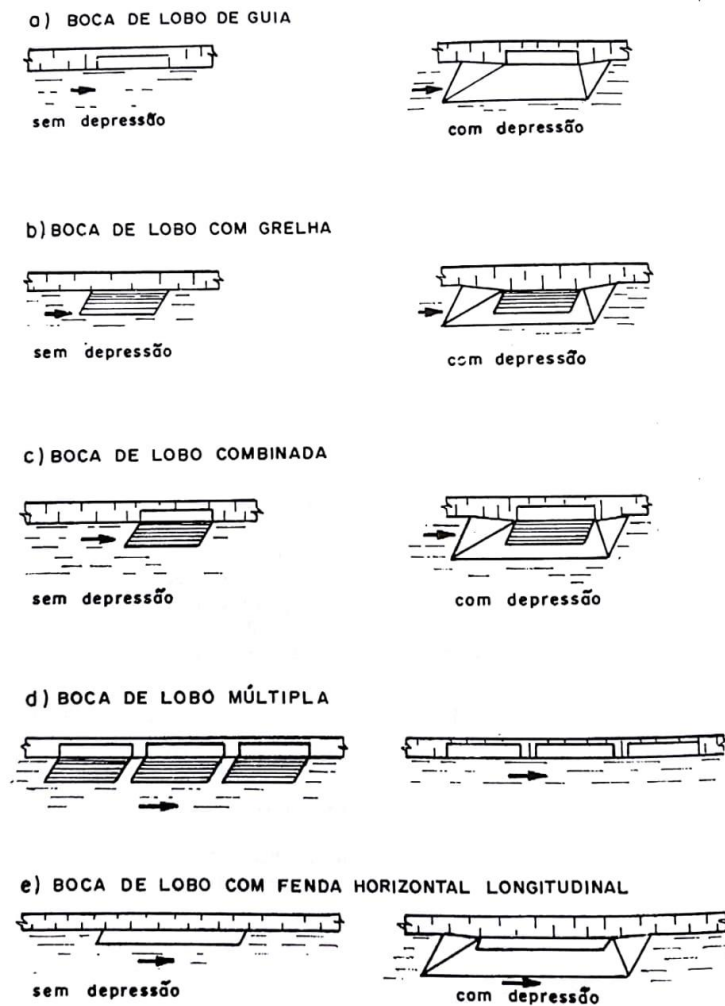


Figura 3-4: Tipos de bocas de lobo (Fonte: DAEE/CETESB, 1980).

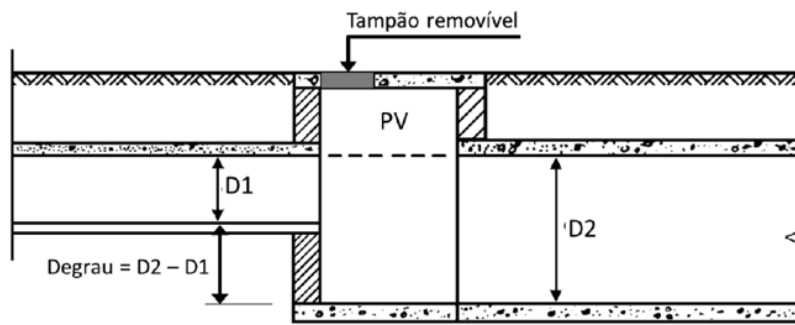


Figura 3-5: Junção de trechos de rede através de um PV (Fonte: ADASA, 2018).

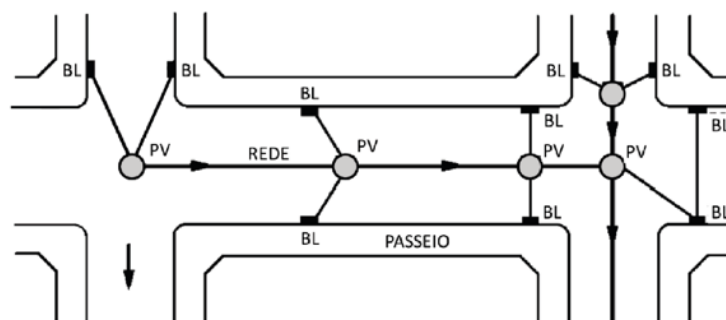


Figura 3-6: Posição das bocas de lobo (BL) e poços de visita (PV) na rede de drenagem (Fonte: ADASA, 2018).

A Companhia Urbanizadora da Nova Capital (NOVACAP) é a entidade responsável pela aprovação de projetos de manejo de águas pluviais na região do DF. Tal companhia foi responsável pela elaboração de diversos Termos de Referência e Especificações para Elaboração de Projetos de Sistema de Drenagem Pluvial, os quais tem como objetivo disciplinar a execução dos projetos executivos de sistemas de drenagem pluviais, assim como a reavaliação de sistemas já projetados e implantados englobando todas as suas partes integrantes ao longo dos anos de sua competência quanto a drenagem urbana.

Atualmente, o termo de referência passou por uma reformulação e em maio de 2019 foi aprovado pela NOVACAP, de forma a adequar-se ao Manual de Drenagem (ADASA, 2018), último documento oficial emitido pelo governo como guia para a drenagem no Distrito Federal.

Neste Termo de referência, TR (2012), encontram-se desde informações de como devem ser feitas as coletas de dados de elementos existentes e os estudos preliminares necessários *in loco* para definições de parâmetros de projeto a serem adotados; até a metodologia de cálculo a ser implantada e como devem ser inseridas as informações do dimensionamento feito e a apresentação do projeto, como um todo, para sua devida aprovação (NOVACAP, 2012).

Muitas das informações verificadas em tal documento restringem-se ao sistema clássico de manejo de águas pluviais. Há, no entanto, no TR (2012), referência à Resolução Nº 9, de 08 de abril de 2011, da Adasa. Esta resolução regula a competência da Adasa para outorga de lançamento final das águas pluviais visando controle quantitativo e qualitativo dos recursos Hídricos do DF. Desta forma vê-se, em relação aos órgãos reguladores e fiscalizadores, esforços para buscar soluções melhores e mais atuais no que se refere o controle pluvial no DF.

No DF, tem-se, ainda, o Plano Diretor de Ordenamento Territorial (PDOT) de 2009, que é um conjunto de princípios e regras a serem obedecidos pelos agentes que constroem, modificam e utilizam o território. Com ele, foi introduzido na legislação do DF o conceito de saneamento ambiental, conjunto de ações que compreende, dentre todas elas, o manejo das águas pluviais urbanas.

De forma geral, as diretrizes propostas pelo PDOT buscam assegurar à população do DF a oferta de serviços com qualidade que atendam às necessidades básicas e à demanda crescente, considerando a eficiência, a salubridade e a sustentabilidade ambiental. Para tanto, esse Plano Diretor propõe a elaboração de três planos setoriais, dentre eles encontra-se o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU, 2009).

A metodologia de cálculo, para determinação da vazão de projeto das redes que possuam área de contribuição não superior a 100 hectares, a ser utilizada, de acordo com o Manual de Drenagem da Adasa (2018), deve ser o método Racional. Métodos como hidrograma unitário, modelos de transformação chuva-vazão ou métodos utilizando modelos *Soil Conservation Service* (SCS), consagrado mundialmente, devem ser utilizados quando houver parcelamentos urbanos com áreas de contribuição superiores aos 100 hectares.

Segundo CETESB (1980), a aplicação do método racional requer a adoção de algumas premissas básicas, são elas:

- O pico do deflúvio superficial direto, relativo a um dado ponto do projeto, é função do tempo de concentração respectivo, assim como a da intensidade da chuva, cuja duração é suposta como sendo igual ao tempo de concentração em questão;
- As condições de permeabilidade das superfícies permanecem constantes durante a ocorrência da chuva; e
- O pico de deflúvio direto ocorre quando toda a área de drenagem, a montante do ponto de projeto, passa a contribuir no escoamento.

A obtenção das descargas pelo método racional, para dimensionamento tanto de bocas de lobo quanto das redes coletoras, é dada pela Equação 3-1 a seguir:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad \text{Equação 3-1}$$

Em que a vazão  $Q$  é obtida em  $\text{m}^3/\text{s}$ , o coeficiente de escoamento superficial  $C$  varia de 0 a 1, a intensidade chuva  $I$  é dada em  $\text{mm}/\text{h}$  e a área  $A$  da bacia, em  $\text{km}^2$ .

Para a determinação da intensidade da chuva crítica, pode-se utilizar a curva IDF (Intensidade, duração e frequência) de Brasília, citada pelo Manual de Drenagem da Adasa (2018):

$$i = \frac{1574,7 \cdot Tr^{0,207}}{(tc + 11)^{0,884}} \quad \text{Equação 3-2}$$

A intensidade da chuva  $i$  é dada em mm/h; o tempo de recorrência  $Tr$  é dado em anos; e o tempo de duração da chuva  $tc$  é dado em minutos. Essa equação foi obtida a partir de dados da estação meteorológica do INMET, situada no Plano Piloto, em Brasília (DF). A Figura 3-7 mostra a IDF do Manual de Drenagem Urbana (2009) com chuvas de tempo de retorno de 5, 10, 25, 50 e 100 anos para chuvas que variam de 5 a 120 minutos, ou seja, até 2 horas de duração.

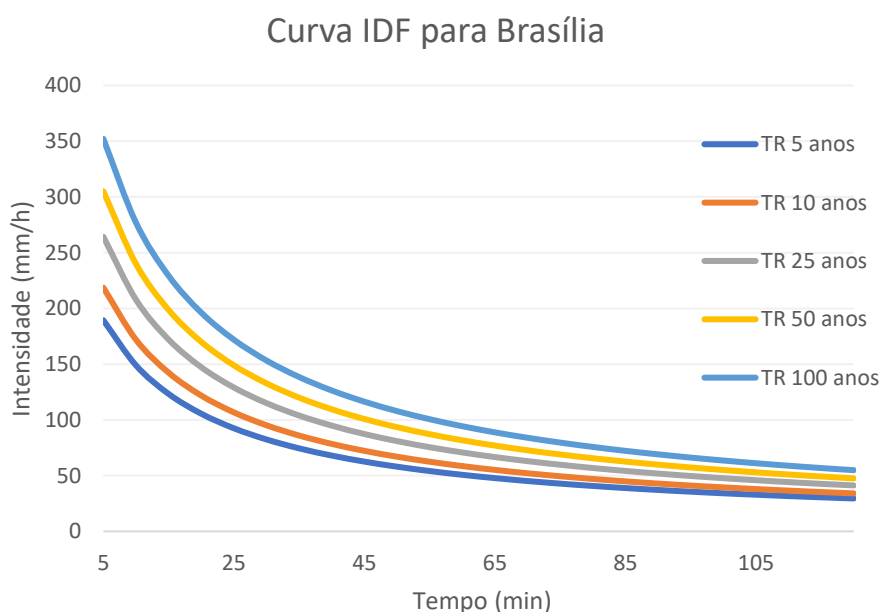


Figura 3-7: Curva IDF de Brasília.

Ainda pela Equação 3-2, referente à IDF de Brasília, pode-se obter, pelo método dos blocos alternados, com dados referentes a uma chuva de projeto de tempo de recorrência de 10 anos e duração de 24 horas, discretizada em intervalos de 5 minutos, o hietograma da chuva recomendada pelo Manual de Drenagem da Adasa (2009), representado pela Figura 3-8. Portanto, deixa-se de se considerar a chuva com uma chuva constante para cálculos de projeto, como se é feito no método racional.

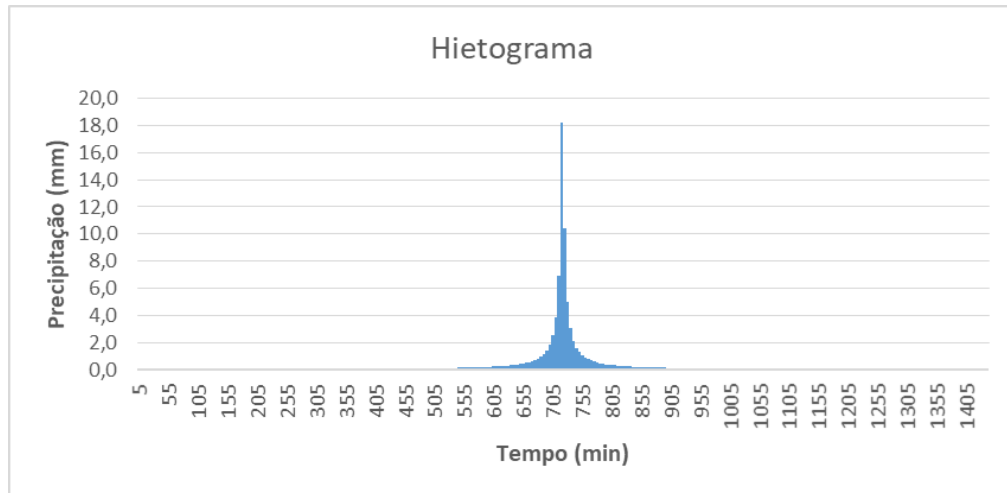


Figura 3-8: Hietograma da chuva de projeto de acordo com a IDF do Manual de Drenagem para tempo de retorno de 10 anos e período de duração da chuva de 24 horas.

O coeficiente de escoamento superficial,  $C$ , é uma forma de quantificar a fração da chuva que chega ao exutório da bacia considerada. Representa a taxa de conversão de precipitação em escoamento superficial no método racional. Esse método, pelas suas limitações, só é aplicável a pequenas áreas de contribuição.

Para maiores áreas de contribuição, um modelo de transformação chuva-vazão consagrado e muito utilizado foi proposto pela *United States Soil Conservation Service* (SCS), atualmente *National Resources Conservation Service* (NRCS). O modelo é baseado no parâmetro conhecido como Curva Número (CN), que depende do tipo e uso do solo. Utilizando a equação estabelecida pelo SCS (SCS, 1975) pode-se estimar a precipitação efetiva  $P_{ef}$ , conforme Equação 3-3:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad \text{Equação 3-3}$$

Em que  $P$  é a precipitação total (mm),  $S$  é o armazenamento potencial no solo após início do escoamento superficial (mm) que depende do tipo e uso do solo, sendo obtido em função da Equação 3-4. Observa-se que para determinados valores de precipitação (inferiores a  $0,2S$ ) não há escoamento superficial, uma vez que a capacidade de armazenamento do solo inicial é suficiente para reter e armazenar a água da chuva.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Equação 3-4}$$

A determinação do CN é feita a partir do cruzamento de informações referentes ao uso do solo e grupo hidrológico. Essas condições de solo representam a capacidade de infiltração, conforme Tabela 3-2, onde são apresentadas as características do solo para cada grupo hidrológico (TUCCI *et al.*, 1993):

Tabela 3-2: Grupos hidrológicos de solo e suas características.

GRUPO HIDROLÓGICO	CARACTERÍSTICAS DO SOLO
A	Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila.
B	Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média.
C	Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo.
D	Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

Fonte: Tucci *et al.*, 1993.

### 3.3.2 Técnicas Compensatórias ou Sistemas Alternativos de Drenagem Urbana

De acordo com Nascimento *et al.* (1997), por somente transferir à jusante situações de inundações encontradas a montante, os sistemas clássicos amplificam os impactos da urbanização nos processos hidrológicos. As consequências advindas dessa abordagem se refletem na rápida obsolescência das redes de drenagem, frequência de inundações intensificadas e poluição e erosão dos corpos hídricos receptores refletindo, portanto, em implicações de ordem econômica, social, ambiental e política nos locais em que se encontram.

Com o intuito de compensar tais danos gerados e promover a qualidade de vida e a preservação ambiental foram desenvolvidas as tecnologias alternativas ou compensatórias de drenagem. Tais sistemas tem como princípio de funcionamento a retenção e infiltração das águas precipitadas buscando a diminuição ou inócorrência de inundações a partir da diminuição do volume escoado e a melhor distribuição temporal das vazões. Nascimento *et al.*, (1997) diz que estes sistemas estão condicionados a fatores dependentes das características hidrológicas locais, dos impactos gerados sobre os processos hidrológicos nas bacias, da integração com o planejamento urbanístico além de buscarem novas práticas de manutenção e dos custos de implementação e manutenção.

Os sistemas de drenagem, estudados pela engenharia moderna, abordam um viés voltado às bacias hidrográficas, de forma a integrar espaços e utilidades por onde transitam as águas pluviais, unificando-os. Portanto, observa-se que tais sistemas podem apresentar terminologias variadas de autor para autor e região para região (ADASA, 2018).

Para o DF, de acordo com o Manual de Drenagem da Adasa (2018), recomendam-se os dispositivos da Tabela 3-3 como medidas de controle. A seguir, será indicado como se aplicam cada um deles de acordo com sua usabilidade típica e suas características básicas apresentadas anteriormente.

Tabela 3-3: Uso típico dos dispositivos de controle de escoamento.

DISPOSITIVOS	USO TÍPICO			ABATIMENTO DE VAZÃO		GEOMETRIA	
	Na Fonte	Micro Drenagem	Macro-drenagem	Por infiltração	Por Armazenamento	Linear	Localizada
<b>Pavimento Permeável</b>	X	X		X	X		X
<b>Trincheira de Infiltração</b>	X	X		X		X	
<b>Vala de Infiltração</b>	X	X		X	X	X	
<b>Poço de Infiltração</b>	X	X		X	X		X
<b>Micro Reservatório</b>	X	X			X		X
<b>Telhado Reservatório</b>	X				X		X
<b>Reservatório de Detenção Aberto</b>	X	X	X	X	X		X
<b>Reservatório de Retenção Aberto</b>	X	X	X	X	X		X
<b>Reservatório Subterrâneo Pontual</b>	X	X	X		X		X
<b>Reservatório Subterrâneo Linear</b>	X	X	X			X	
<b>Faixa Gramada</b>	X	X		X	X	X	

Fonte: Adaptado Manual de Drenagem, Adasa, 2018.

De acordo com as recomendações de medidas de controle no DF, verifica-se que tais sistemas podem assumir as mais variadas formas, sendo elas trincheiras, valas, pavimentos com retenção, poços, telhados armazenadores, bacias de retenção com volume morto ou não. Das mais variadas classificações e tipos, focar-se-á, nesse trabalho, no detalhamento das bacias de retenção.



### 3.3.3 Bacias de Detenção

A bacia de detenção consiste em um sistema alternativo estrutural de controle centralizado e que busca o armazenamento e ainda pode proporcionar infiltração em áreas de drenagem de porte mais significativo. Elas são estruturas de acúmulo temporário e/ou infiltração de águas pluviais e apresentam três funções principais relacionadas diretamente ao controle pluvial em sua região, sendo elas (BAPTISTA *et al.*, 2005):

- Amortecimento de cheias geradas em contextos urbanos como forma de controle de inundações;
- Eventual redução de volumes de escoamento superficial, nos casos de bacias de infiltração; e
- Redução da poluição difusa de origem pluvial em contexto urbano.

Em essência, essas estruturas permitem a redução do impacto das alterações nos processos hidrológicos em bacias urbanas, em especial no excedente de escoamento superficial. No Brasil e no Distrito Federal já vem sendo empregadas há algum tempo com o intuito do controle de cheias, há, no entanto, uma busca maior na atualidade para a maior e melhor integração desse tipo de estrutura com o projeto urbanístico local, algo que nem sempre esteve em foco quando da implementação das bacias (BAPTISTA, 2005).

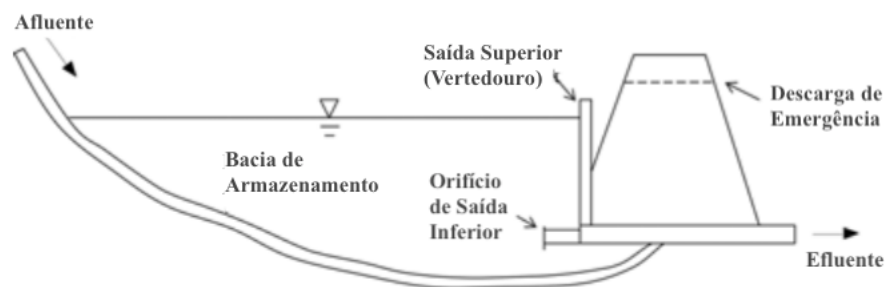


Figura 3-9: Esquema simplificado de uma Bacia de Detenção (Fonte: AKAN, 1993).

De acordo com a Figura 3-9, pode-se ver a estrutura geral de uma bacia de detenção. Ela possui a entrada do afluente, duas saídas primárias, uma delas inferior, caracterizando um conduto forçado e a outra superior, caracterizando um vertedouro. Desta forma, após um período de chuva, a água afluente é conduzida até a bacia pela rede, onde, por meio de dissipadores de energia, para evitar a erosão na entrada, a bacia entra em atividade. O fluxo de água efluente ocorre inicialmente pela saída inferior, até que o nível da água se torne tão alto quanto a saída superior e passa-se a verter a água da bacia. Há ainda o vertedouro de emergência, que entra em atividade quando o afluente na bacia é tão elevado que as duas descargas primárias

não são suficientes para a sua retenção, desta forma ocorre essa descarga de emergência e o volume excedente transborda à jusante da bacia (CHUNG *et al.*, 2012).

A partir da visão geral, as bacias apresentam critérios associados à forma, ao uso e à localização em relação ao sistema de drenagem pluvial que podem ser adotados para a sua melhor classificação (BAPTISTA, 2005).

- Bacias a céu aberto. Elas podem ser bacias a céu aberto com espelhos d'água permanente; podem ser bacias secas, que armazenam água após os eventos chuvosos; ou ainda bacias de zonas úmidas, as áreas úmidas artificiais são semelhantes às várzeas, que proporcionam o crescimento de vegetação típica de zonas úmidas
- Bacias subterrâneas ou cobertas, utilizadas quando não há possibilidade da implementação de bacias a céu aberto devido à alta densidade urbana.

Porto (2003), afirma que as bacias de detenção apresentam, além da função básica de redução do pico de cheia, propósitos urbanísticos e ambientais. Pode-se buscar por meio das bacias, por exemplo, espaços de lazer e recreação assim como melhoria da qualidade da água pelo controle de sedimentos e poluentes.

Conforme disposto no PDDU-DF (2009) para critérios de projeto de drenagem, deve-se considerar como base o Plano Diretor Urbano para cenários de ocupação futura da bacia hidrográfica. Pelo fato da rede de macrodrenagem da região do DF ser projetada seguindo tal recomendações, deve-se fazer o mesmo para as redes de microdrenagem a fim de que não haja impacto da microdrenagem na macrodrenagem.

A determinação da vazão de saída das bacias de detenção depende do seu modo de descarga, podendo ser constante ou variável, esta última, dependendo da altura de armazenamento para, por exemplo, casos de dispositivos de regulação de saída do tipo orifício. Baptista *et al.*, (2005) diz que para haver controle da vazão de saída podem ser estabelecidos alguns critérios. Para a região do Distrito Federal, por exemplo, segue o Capítulo IV, Art. 8º da resolução nº 9/2011 da Adasa, limitando a saída em 24,4 l/s/ha.

Quando o escoamento superficial entra em uma bacia de detenção ele é armazenado temporariamente e, então, é descarregado pela estrutura de saída. Tal processo, quando quantificado, representa no hidrograma de saída um pico menor do que o pico do hidrograma de entrada, como pode ser observado na Figura 3-10. Esta redução no pico de fluxo é chamada

de atenuação e o procedimento para calcular o hidrograma de saída, uma vez determinado o hidrograma de entrada, é chamado de *routing*, tal processo descreve os procedimentos matemáticos envolvidos na obtenção do hidrograma final (GRIBBIN, 2007 & BAPTISTA *et al.*, 2005).

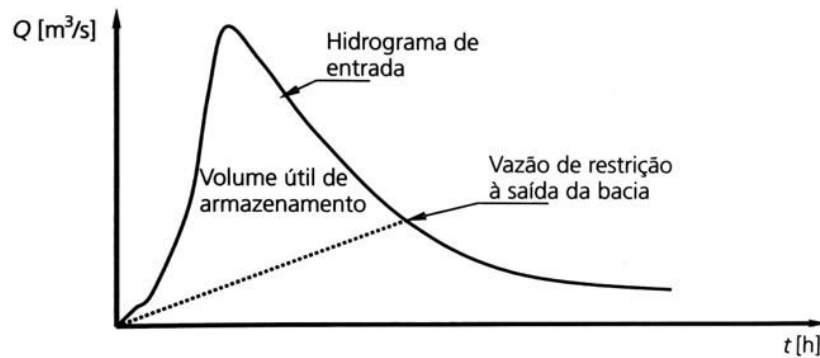


Figura 3-10: Estimativa preliminar do volume de armazenamento do reservatório de retenção (Fonte: Baptista *et al.*, 2005).

O método de *routing* depende da conhecida equação da continuidade, que nada mais é uma declaração da conservação da massa de água que entra e sai do reservatório ou represamento. Ela é dada pela Equação 3-5 a seguir (GRIBBIN, 2007):

$$\bar{I} - \bar{O} = \frac{dS}{dt} \quad \text{Equação 3-5}$$

Onde  $\bar{I}$  é o fluxo de entrada no reservatório durante o tempo  $dt$  ( $m^3/s$ ),  $\bar{O}$  é a saída do reservatório durante o tempo  $dt$  ( $m^3/s$ ),  $S$  é a mudança no armazenamento do reservatório, em  $m^3$ , durante o tempo  $dt$ , em segundos.

Para o dimensionamento das estruturas de armazenamento, de acordo com Baptista *et al.*, (2005) pode-se citar o método de Puls. Este método consiste em modelo hidrológico capaz de simular a propagação em reservatórios, ele pode prever o comportamento das estruturas de reservação, sendo muito utilizado nas fases de concepção e diagnóstico.

O método de Puls modificado é um modelo conceitual centrado em relações de armazenamento, uma vez que não pretende prever de forma precisa os processos dinâmicos que gerem o funcionamento do sistema. O método é descrito a partir da equação da continuidade, do princípio da conservação de energia (função ideal de armazenamento) e a equação do controle hidráulico de saída de um reservatório (curva cota-descarga), são elas, respectivamente, a Equação 3-6 e Equação 3-7 a seguir.

$$S = kQ^n \quad \text{Equação 3-6}$$

$$Q = C_d L H^\alpha \quad \text{Equação 3-7}$$

O Parâmetro K é chamado coeficiente de armazenamento, n representa o controle hidráulico de saída (linear n=1, não linear n>1), para a Equação 3-6. Por fim, para a Equação 3-7, C<sub>d</sub> é o coeficiente de descarga, L é a dimensão geométrica da estrutura hidráulica de controle, H é a carga hidráulica e α é função do tipo de estrutura hidráulica de controle.

Limitações do método de PULS consistem na determinação da lei de descarga para estruturas com saídas complexas e a escolha do evento pluvial a ser simulado, uma vez que sistemas de drenagem que contemplem estruturas de reservação e detenção apresentam tempos de reposta mais longos aos eventos de precipitação que os sistemas compostos simplesmente por redes de condutos (BAPTISTA *et al.*, 2005).

### **3.3.3.1 Bacias de Detenção no Distrito Federal**

O tipo de urbanização adotado em Brasília, com grandes espaços verdes livres, é bastante propício para a implantação de medidas de controle do tipo compensatórias, tais como reservatórios de detenção ou retenção, ou ainda de controle na fonte (as trincheiras de infiltração ou pavimentos permeáveis). De acordo com o PDDU (2009), foram encontrados poucos desses sistemas alternativos de drenagem implementadas na cidade à época, considerando-se propícia a possibilidade de utilizar essas estruturas cada vez mais, para controle, ainda que parcial, dos problemas da drenagem no Distrito Federal. As Figura 3-11 e Figura 3-12 representam algumas das estruturas implantadas no DF, nas Regiões Administrativas do Riacho Fundo II e Recanto das Emas, respectivamente.



Figura 3-11: Bacia de retenção implantada na RA Riacho Fundo II (Fonte: PDDU, Concremat, 2009).



Figura 3-12: B Bacia de retenção implantada na RA Recanto das Emas (Fonte: PDDU, Concremat, 2009).

Sabe-se que, atualmente, de acordo com NOVACAP (2018), existem 57 bacias implementadas no Distrito Federal. A Região Administrativa do Vicente Pires, por exemplo, apresenta-se, ainda, em fase de aprovação de projetos e de implementação de grande parte de sua rede de drenagem e bacias de retenção, uma vez que sua urbanização se deu de forma desenfreada, sem o planejamento adequado, trazendo muitos problemas relacionados ao seu manejo de águas pluviais. No Plano Piloto, com a construção do setor Noroeste, que visava a um viés mais sustentável, vê-se, de acordo estudo de Silva & Lima (2016) a também implementação de bacias de retenção e sua eficiência no que diz respeito à redução dos picos de cheias com as quatro lagoas implementadas em série.

Silva (2017), fez um estudo do funcionamento do sistema de drenagem e bacias de retenção no Setor Habitacional Taquari, Distrito Federal, região ainda em desenvolvimento, em que analisou os possíveis impactos da urbanização crescente e os seus diversos cenários na

região. O estudo indicou o adequado funcionamento das bacias utilizadas na região para amortecimento de picos de cheias. Também constatou a eficiência do sistema para as situações futuras de consolidação do referido setor habitacional.

### **3.4 MODELAGEM COMPUTACIONAL HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA**

A modelagem computacional de sistemas de manejo de águas pluviais, em geral, é realizada com por ferramentas capazes de auxiliar na compreensão e representação de processos hidrológicos e hidráulicos, permitindo-se prever situações futuras adversas ou simplesmente situações diferentes das observadas. Portanto, são muito úteis na gestão de águas pluviais urbanas como, por exemplo, no planejamento e no detalhamento de projetos, podem fornecer um meio quantitativo para testar alternativas e controles antes da implementação de medidas caras no campo e podem simular cenários para o comportamento de um sistema sujeito a variadas precipitações pluviométricas (TUCCI, 1998; RIGHETTO, 2011).

Tucci (1998) subdivide a modelagem computacional que auxilia nos processos de drenagem urbana em modelos hidrológicos, hidráulicos e hidrológico-hidráulicos. Os modelos hidrológicos simulam o escoamento dentro da bacia a partir do que se considera a macrodrenagem dela, a partir disso permite obter os hidrogramas gerados por chuvas críticas podendo ainda ser levado em consideração as perdas iniciais, a infiltração, o escoamento superficial e o amortecimento das águas pelas bacias de retenção, de forma a aprimorar o modelo. Os modelos hidráulicos são aqueles que permitem o entendimento do escoamento das águas dentro de condutos e canais de seções variadas. Já os modelos hidrológico-hidráulicos permitem a avaliação de bacias de grandes áreas, quando a rede de drenagem tende a ser maior, onde podem simular galerias que trabalham sob pressão, são também chamados de modelos integrados. Ambos os modelos hidráulicos e hidrológico-hidráulicos permitem a simulação de linhas de inundação, este último, por meio de modelo digital de terreno, e permitem, ainda, a avaliação da qualidade das águas drenadas (TUCCI, 1998).

Na utilização do modelo, segundo Barbosa (2006), existe em geral três fases para a adequação da simulação: a calibração (ajuste do modelo), a validação (verificação) e a previsão. Para que haja a determinação dos parâmetros deve-se fazer, antes de tudo, a calibração, que depende diretamente de dados históricos, medições de amostras ou ainda determinação de características físicas do sistema. Após calibrado, parte-se para sua verificação, onde simulam-se tais modelos com os parâmetros estimados, buscando a validade do ajuste ora feito para, então, quantificar as respostas obtidas a partir desses parâmetros, conforme variam-se os dados de entrada do sistema, a fim de prevê-los.

Portanto, tais modelos permitem aos usuários a análise de características de escoamento, dentre elas, velocidades, níveis, vazões e volumes de águas, permitem análises hidrológicas para a transformação chuva-vazão e modelos de qualidade de águas, com avaliação do transporte de sedimentos na rede, operação do sistema com bombas, vertedores e orifícios, bacias de retenção e medidas não estruturais de controle do escoamento. Há a inserção de ferramentas de análises estatísticas de dados assim como ferramentas de geoprocessamento onde possibilitam facilidade na entrada de dados, representação geométrica dos sistemas de drenagem e elaboração de mapas (CABRAL *et al.*, 2009).

### 3.4.1 STORM WATER MANAGEMENT MODEL

O *Storm Water Management Model* (SWMM - Modelo de Gestão de Águas Pluviais) da *United States Environmental Protection Agency* (USEPA - Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos) consiste em um modelo matemático, desenvolvido desde 1971, para simulação dinâmica de eventos chuva-vazão. A *Computational Hydraulics International Water* (CHI Water), a partir do código aberto disponível do SWMM desenvolveu o programa PCSWMM, uma interface de melhor navegabilidade que possui aplicações em consonância com o SWMM, além de integrar ferramentas de geoprocessamento voltadas à gestão de águas. Este último, o PCSWMM, foi o empregado ao longo desse trabalho.

O modelo hidrológico do SWMM opera em um conjunto de áreas de contribuição que recebem precipitação e, por sua vez, geram carga de escoamento e poluentes. A partir disso, por meio de seu modelo hidráulico, transporta-se esse escoamento por sistemas compostos de tubulações, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e elementos reguladores.

O SWMM modela a quantidade e a qualidade do escoamento gerado dentro de cada área de contribuição bem como a vazão, a profundidade do fluxo e a qualidade da água em cada tubulação e canal, especialmente em bacias urbanas, durante uma simulação composta de múltiplos intervalos de tempo (GIRONÁS, 2009).

Composto por nove módulos, o SWMM possui um bloco executivo que é composto por quatro módulos de cálculo computacional e cinco de serviços. Em seu módulo de cálculo computacional incluem-se parâmetros de cálculo referentes à transformação de chuva em vazão (*Runoff*); ao transporte na rede de drenagem, segundo o conceito da onda cinemática (*Transport*); à modelação hidrodinâmica em condutos e canais (*Extran*); e ao armazenamento e tratamento das águas pluviais (*Storage/Treatment*) (RIGHETTO, 2009).

De acordo com Righetto, (2009), podemos elencar algumas das funcionalidades do SWMM a seguir:

- Dimensionar sistemas de drenagem urbana para controlar regiões de alagamentos;
- Avaliar o uso de medidas de retenção de cheias e controle de qualidade das águas;
- Mapear áreas inundáveis;
- Efetuar análises dos efeitos da aplicação de medidas compensatórias;
- Avaliar qualitativamente o sistema em função da presença de poluentes;
- Avaliar redes clandestinas de esgoto ou outras fontes pontuais externas ao sistema de drenagem;
- Reduzir a concentração de poluentes buscando o tratamento das águas em reservatórios e em galerias e canais por meio de processos naturais; e
- Considerar a sensibilidade quanto à infiltração, evaporação e escoamento superficial, componentes do ciclo hidrológico.

Para a simulação, o fluxo superficial é gerado modelando a sub-bacia como um reservatório não-linear, conforme Figura 3-13. A sub-bacia apresenta contribuições por meio de precipitação ou influências de outras bacias e como forma de perdas, a evaporação e infiltração além do possível armazenamento do fluxo de entrada. A partir disso, pode-se haver o extravasamento do excesso da água ( $d$ ), quando ela estiver acima da profundidade da depressão de armazenamento na sub-bacia ( $d_p$ ), gerando o escoamento superficial (ROSSMAN, 2016).

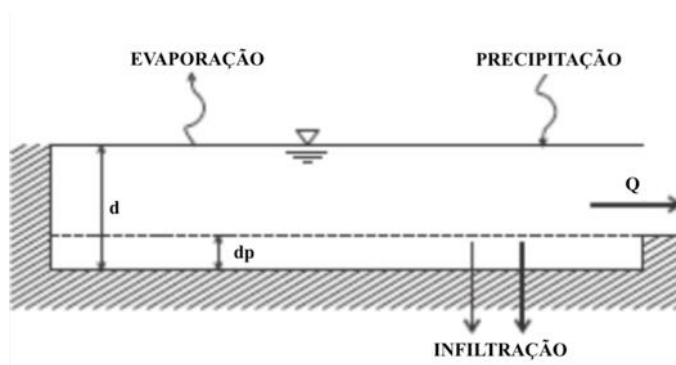


Figura 3-13: Modelo de reservatório não linear de uma sub-bacia (Fonte: Adaptado de ROSSMAN, 2010).

Para o correto funcionamento do modelo, ele deve ser informado com alguns dados de entrada, sendo eles: precipitação pluviométrica, áreas de contribuição (declividade média, área, percentual permeável do solo), informações dos poços de visita (cotas, profundidade),



tubulações (seção, diâmetro, comprimento) e nível do lençol freático, poços de bombeamento entre outros dados (RIGHETTO, 2009).

Baseado no resumo apresentado no modelo de reservatório na Figura 3-13 e na Figura 3-14, o SWMM pode apresentar resultados de cálculo de simulação do processo chuvas na bacia em estudo, influências da evaporação e cálculo da infiltração para as camadas não saturadas do solo, este pode ser feito por meio da escolha de três modelos de infiltração, modelo de Horton, método de Green-Ampt ou método da Curva Número (CN), adotado pelo Soil Conservation Service (SCS) para estimar o escoamento superficial. Todos esses resultados são derivados de processos hidrológicos (RIGHETTO, 2009 & ROSSMAN, 2016).

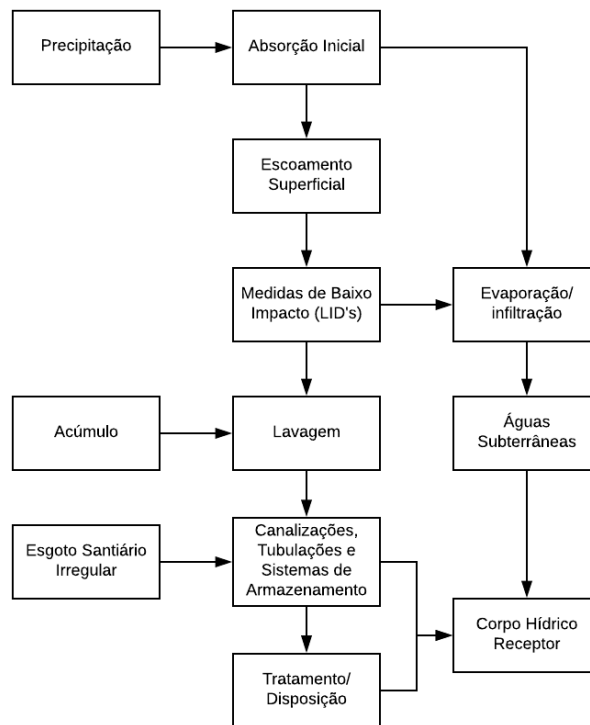


Figura 3-14: Resumo dos processos hidrológicos e hidráulicos modelados pelo SWMM (Fonte: Adaptado de Rossman, 2016).

Podem haver ainda resultados de simulação do fluxo na rede, modelagem de elementos especiais, reservatórios de retenção, estações de bombeamento, vertedores, entre outros (derivados de processos hidráulicos) e simulação da acumulação e da remoção de cargas poluentes na bacia, propagação dos contaminantes na rede de drenagem, redução da carga de contaminantes mediante simulação de processos de tratamento (derivados de processos de análise de qualidade de água) (ROSSMAN, 2016).

Por fim, pode-se modelar o transporte hidráulico ou o fluxo de uma sub-bacia por meio de fluxos em regime uniforme, método da onda cinemática ou ainda método da onda dinâmica para a propagação desse fluxo na rede de drenagem. Tais métodos seguem as equações de conservação de massa e de quantidade de movimento para fluxos não permanente. O método da onda dinâmica apresenta melhores resultados, dado que resolve de forma completa as equações de Saint-Venant (ROSSMAN, 2016).

O modelo SWMM vem sendo empregado na análise de desempenho de sistemas de drenagem a exemplo de Silva *et al.* (2017), que promoveu um estudo de alternativas compensatórias em drenagem urbana, utilizando o modelo SWMM (Storm Water Management Model), para o ponto crítico de alagamento numa área urbana e vulnerável às oscilações de maré, situada no Recife. Os estudos se mostraram satisfatórios quanto a aplicabilidade do SWMM para análise do ponto crítico. Foram apresentadas duas soluções simuladas por meio do programa, a readequação da rede existente e implementação de bacia de retenção, em que ambas diminuiriam as situações de alagamentos, mas somente quando da implementação da bacia, haveria a mitigação dos alagamentos com período de recorrência de 2 anos.

Girão *et al.*, (2017), com um enfoque maior na qualidade da água, apresentou uma modelação dos sistemas de drenagem em situação de inundações, baseado no SWMM, em que foi feita análise de um sistema de drenagem urbana unitário, inserido na Zona Central de Coimbra, em Portugal. Em seu estudo, foi utilizado o conceito de drenagem dual, com controle entre a rede superficial e a de coletores e com avaliação da qualidade da água, com auxílio do SWMM. Por fim, a metodologia descrita permite novas análises no âmbito dos sistemas de drenagem, principalmente, na análise da qualidade da água.

Trabalhando no Distrito Federal, Souza (2013) buscou estudar a poluição urbana difusa lançada no lago Paranoá dado o seu potencial para abastecimento urbano da cidade. Desta forma, foi analisado o comportamento quantitativo e qualitativo das águas da sua drenagem urbana e, com auxílio dos programas SWMM e PCSWMM, modelou-se matematicamente as sub-bacias do Iate Clube e do Centro Olímpico. Foram obtidos resultados satisfatórios para a modelagem de vazão, no entanto o estudo foi menos eficiente para as simulações de qualidade. Ainda assim, observou que as propostas de bacias à jusante se mostraram mais eficientes, e que soluções com volumes menores de bacia atenderiam satisfatoriamente ao amortecimento de cheias.

## 4 METODOLOGIA

No presente projeto foram realizadas análises envolvendo o sistema de drenagem implementado na Região Administrativa de Santa Maria-DF, a partir das quadras CL 112, 212 e 312 até as quadras CL 118, 218, 318, 418 e 518. Tais quadras representam, ainda, os quatro primeiros lançamentos mais a montante do canal que compõem a drenagem urbana da região. Tomou-se essa região para estudo, inicialmente, devido a queixas apresentadas quanto à ocorrência de alagamentos de forma recorrentemente na área das quadras CL 413/415 após eventos chuvosos.

O programa PCSWMM foi o principal instrumento utilizado para análise do comportamento da rede de drenagem existente em diferentes cenários. Como forma de mitigar esses alagamentos foram estudadas propostas de medidas para reduzir o problema.

Para auxílio da análise utilizou-se o Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal de 2009 (PDDU). Por meio do PDDU foram feitas análises de diversas redes de drenagem do DF para melhor controle e planejamento da drenagem e manejo de águas pluviais. Dentre as regiões analisadas encontra-se Santa Maria, objeto de estudo deste trabalho. Portanto, uma vez modelada toda a rede cadastrada, compararam-se os resultados obtidos e, então, foram propostas soluções para a situação problema. A Figura 4-1 representa o fluxograma da metodologia aplicado.

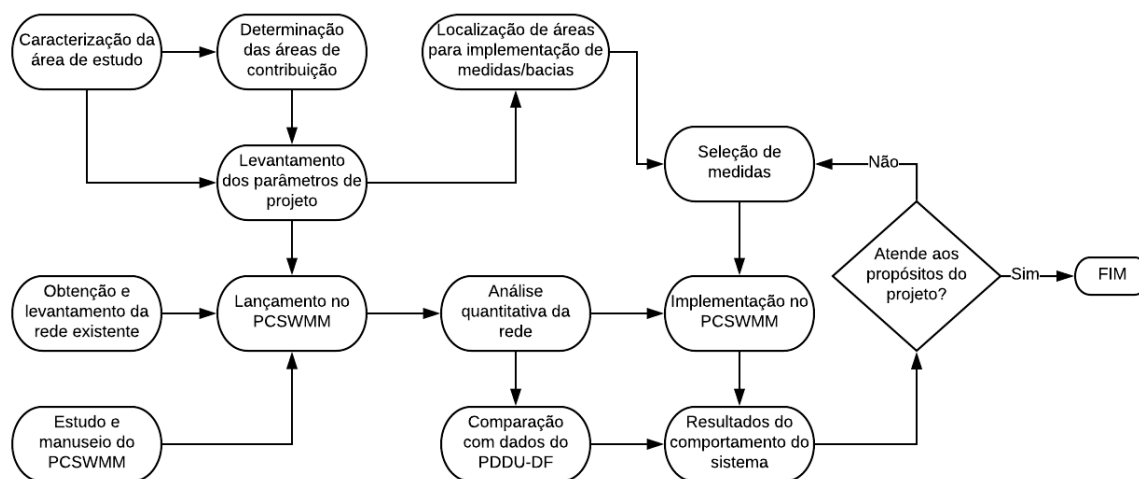


Figura 4-1: fluxograma da metodologia a ser utilizada.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

De acordo com o Plano Diretor de Ordenamento Territorial (PDOT), o DF é dividido em Regiões Administrativas. Tal divisão apresentou, inicialmente, correspondência com a estrutura urbana e com a geografia do território, assim, cada núcleo urbano corresponde

a uma Região Administrativa – RA. Ao longo do tempo, por questões políticas, sociais e econômicas essas regiões foram criadas novas RA, atingindo atualmente, o número de XXXI<sup>2</sup>. No presente trabalho, focaremos nosso estudo, na Região Administrativa (RA) XIII, Santa Maria.

A região administrativa de Santa Maria só integrou oficialmente o mapa do Distrito Federal, por meio da Lei Distrital no 348, 05/11/1992, regulamentada pelo Decreto nº 14.604, de 10/02/1993, cujo anexo I, contém o memorial descritivo da RA XIII, que é a de Santa Maria, objeto deste nosso estudo. Quando foi criada como a RA-XIII, houve a dissociação do que era conhecido como Núcleo Rural de Santa Maria da área rural do Gama (RA-II). Ainda assim, suas primeiras quadras foram ocupadas a partir de fevereiro de 1991 (PDAD, 2015). A Figura 4-2, ilustra a posição geográfica de Santa Maria, no Distrito Federal<sup>3</sup>:

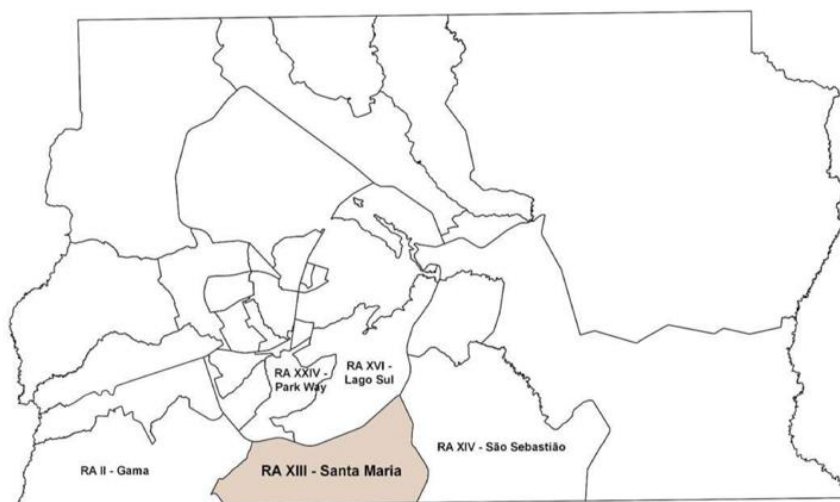


Figura 4-2: Posição relativa da RA-XIII no Distrito Federal (Fonte: Codeplan, 2015).

---

<sup>2</sup> Para se ter uma ideia do dinamismo na criação dessas regiões, as duas últimas instituídas, foram a RA XXX – Vicente Pires, em 2009, e, a última, a RA XXXI – Fercal, em 2012.

<sup>3</sup> Conforme seu **memorial descritivo, que é o anexo ao Decreto 14.604**, são essas suas características: “Partindo do paralelo 16° 03’ 00” Sul, na intercessão poligonal de limite Leste da Vila DVO, com coordenada UTM, meridiano central 45° WG, N= 8.233.218,415 e E=174.794.464, deste ponto, com azimute = 36° 42’ 04” até o ponto de coordenadas N= 8.233.376,516 e E= 174.912.314 na interseção com a Rodovia DF-290; confrontando-se a Sudoeste com a Vila DVO e a Reserva Ecológica do Gama, segue pela Rodovia DF-290, para Noroeste, até a interseção com o talvegue do Rio Alagado até a sua cabeceira mais alta no ponto de coordenadas N= 3.230.340,290 e E= 178.075,08; deste ponto, em linha reta, rumo Nordeste, até a sua interseção com a Rodovia DF-001 (EPCT) no ponto de coordenadas N= 8.231.215,45 e E = 178.304,56; daí, para Leste, limitando-se ao Norte com a Região Administrativa do Núcleo Bandeirante (RA VIII), prossegue pela Rodovia DF-001 (EPCT), atravessa a Rodovia BR-040/050 e continua com a interseção com a Ferrovia RFFSA; deste ponto limitando-se com a Região Administrativa de Brasília (RA – I) pela Rodovia DF- 001 (EPCT) até a interseção com a Rodovia DF-140; deste ponto, pela Rodovia DF-140, até o limite Sul do Distrito Federal no paralelo 16° 03’ 00” Sul, deste ponto, por este paralelo, para Oeste, até a interseção com a poligonal de limite Leste da Vila DVO, de 21.125,62 hectares, equivalente a 211,25 quilômetros quadrados.

Devido ao intenso crescimento populacional do Distrito Federal, com a implementação e construção de Brasília extrapolando previsões e expectativas, ocorreram ocupações em diversas áreas de forma indevida, urbanizações não controladas e invasões. A região Administrativa de Santa Maria também ficou sujeita a esse fenômeno e por conta da intensa expansão urbana houve o incentivo aos assentamentos urbanos ilegais, em decorrência da falta de disponibilidade de moradias que correspondessem à renda da população na região.

Os assentamentos criados, de forma ilegal, pelos agentes de especulação de terras não foram feitos de maneira tal que levassem em consideração os planos diretores e os estudos sobre o uso e ocupação do Distrito Federal, o planejamento de sua infraestrutura e o ordenamento territorial, entre outros. Foram realizados parcelamentos para fins urbanos em áreas de risco, de proteção ambiental e/ou que compõem a zona rural da RA XIII, ou seja, não adequadas a esse tipo de uso (Carvalho, 2012).

#### 4.1.1 Hidrografia

O Ribeirão Alagado e o Santa Maria são dois corpos hídricos principais que circundam a região administrativa, dão nome também às duas principais avenidas da cidade. Santa Maria tem a extensão de 21.586 hectares, dos quais 1.200 ha correspondem à área urbana. A RA apresenta-se afastada de Brasília em 26 quilômetros, sendo que sua área é limitada ao Sul com os municípios goianos do Novo Gama e Valparaíso; a Oeste com a RA II- Gama; a Leste com a RA XIV- São Sebastião; e ao Norte com DF- 001 (EPCT) e as Regiões Administrativas do Núcleo Bandeirante (RA VIII) e Lago Sul (RA XVI) (PDAD, 2015).

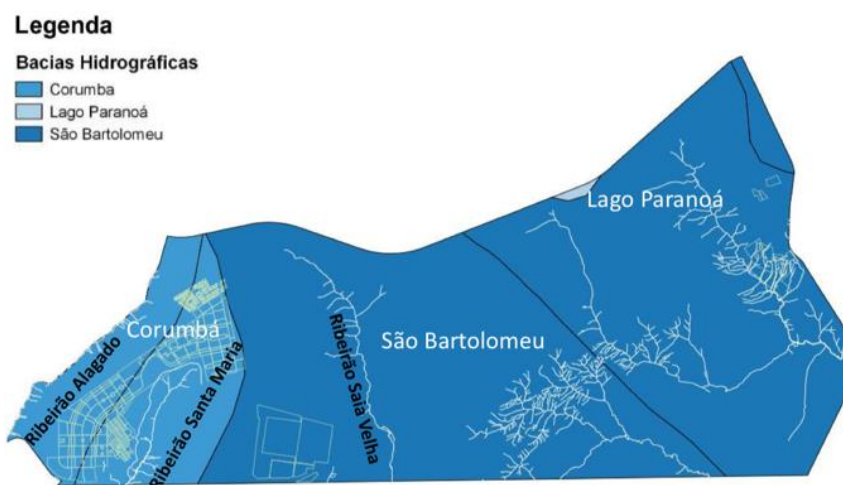


Figura 4-3: Hidrografia e bacias hidrográficas RA-XIII Santa Maria (Fonte: Codeplan, 2015).

A maior parte da área drenada do Distrito Federal encontra-se compreendida pela Bacia Hidrográfica do Paraná, que é constituída pelas bacias hidrográficas do Rio São

Bartolomeu, do Lago Paranoá, do Rio Descoberto, do Rio Corumbá e do Rio São Marcos. Elas ocupam uma área aproximada de 3.658 km<sup>2</sup> e possuem descarga média de 64 m<sup>3</sup>/s.

De acordo com a Figura 4-3, verifica-se que Santa Maria encontra-se nas bacias hidrográficas do Rio São Bartolomeu, Lago Paranoá e o seu centro urbano está na bacia do rio Corumbá. Santa Maria apresenta como bacias secundárias a sub-bacia do Ribeirão Alagado e sub-bacia do Ribeirão Santa Maria (Tributários do Rio Corumbá) e sub-bacia do Ribeirão Saia Velha e sub-bacia do Ribeirão Santana (Tributários do Rio São Bartolomeu) (Carvalho, 2012).

#### 4.1.2 Solo e Relevo

A característica topográfica da RA-XIII, segundo Carvalho (2012), é composta por terrenos planos de ondulação suave, variando de 1.100 a 1.250 metros de altitude, apresentando a declividade em direção aos ribeirões Santa Maria e Alagado, por essa topografia plana a sua expansão e sua ocupação urbana foram facilitadas. Predominam na região os Latossolos, associados, geralmente, a relevos de plano a levemente ondulados, característicos do Cerrado e que, por sua vez, também facilitaram na ocupação da cidade, em menores proporções, no entanto, existem os Cambiosolos e os solos Hidromórficos.

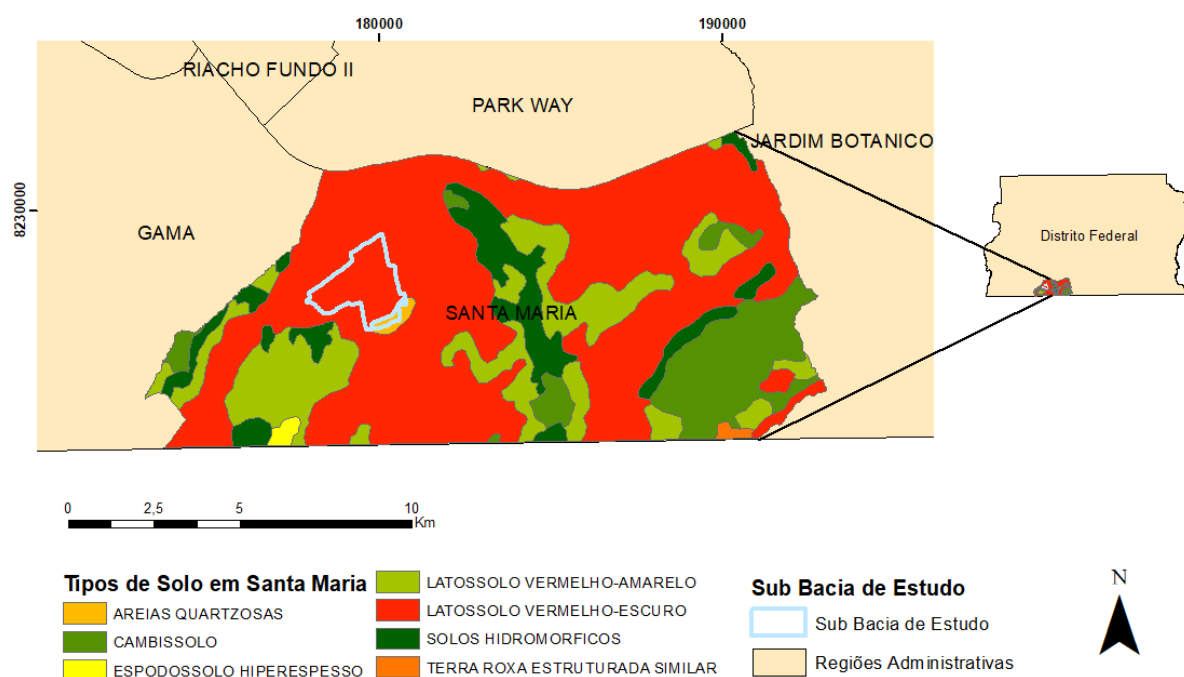


Figura 4-4: Mapa de solos de Santa Maria – DF.

Conforme Figura 4-4, observa-se que na área de estudo delimitada e considerada para análise, o solo predominante é o Latossolo Vermelho-Escuro sendo uma pequena área representada pelo solo do tipo Areia Quartzosas. Ambos os solos, de acordo com suas

características, classificam-se como pertencentes ao grupo Hidrológico A. Desta forma, esses foram os solos e os grupos hidrológicos considerados posteriormente nas escolhas dos valores do parâmetro Curva-Número (CN) para a aplicação do modelo de infiltração, determinado pelo SCS.

#### 4.1.3 Rede de drenagem de Santa Maria

A rede de drenagem em Santa Maria foi implementada dos anos 2000 a 2004 em contratos de licitação administrados e fiscalizados pela NOVACAP por diversas empreiteiras, dentre elas, BASEVI Construções S.A., CONTERC e CAENGE. Na Figura 4-5, podemos ver como se apresenta o sistema de drenagem atual segundo dados cadastrados e obtidos em sistema da NOVACAP.



Figura 4-5: Rede de drenagem implementada e cadastrada em Santa Maria.

Já na Figura 4-6, tem-se uma representação esquemática das dimensões da tubulação ao longo de toda extensão da rede de drenagem, incluindo o canal aberto à jusante do sistema.

Dada a rede existente estar consolidada há um certo tempo, os parâmetros de projetos, com os quais foram dimensionadas, não atendem os parâmetros solicitados pela agência reguladora, Adasa, e pela empresa fiscalizadora e executora, NOVACAP. Pode-se citar, por exemplo, os diâmetros mínimos de tubulação, anteriormente determinados em 400 mm e atualmente considerados 600 mm – sendo diâmetros de 400 mm limitados para ramais de

ligação de bocas de lobo, e o tempo de recorrência da chuva de projeto, anteriormente de 5 anos, atualizado para 10 anos.

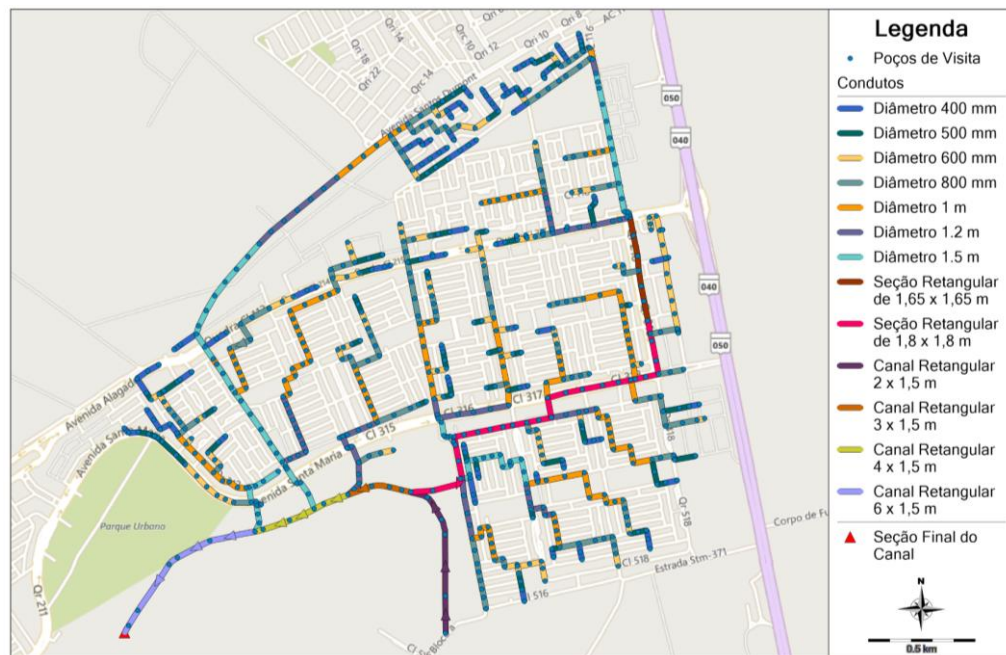


Figura 4-6: Dimensões da tubulação ao longo da rede de Drenagem.

Foram feitas, também, visitas de campo para verificação de como se comportava o sistema de drenagem na época das chuvas. Observa-se, pelas fotos coletadas no período de janeiro de 2019, o escoamento superficial relativamente considerável na avenida Santa Maria, próxima às quadras CL 413/415 nas figuras Figura 4-7, Figura 4-8 e Figura 4-9, já as figuras Figura 4-10, Figura 4-11 e Figura 4-12, representam a primeira rua paralela e abaixo da avenida Santa Maria.



Figura 4-7: Região mais ao final da Avenida Santa Maria, apresentando empilhamento de água pluvial.





Figura 4-8: Grande região apresentando falhas na condução das águas pluviais, próxima à quadra CL 313/413, na Avenida Santa Maria.



Figura 4-9: Lâmina d'água ultrapassando altura do meio fio e bocas de lobo atuando como orifícios na região Próxima à CL 316/416, na Avenida Santa Maria.



Figura 4-10: Alagamento próximo à CL 316/416, na primeira rua paralela abaixo da Avenida Santa Maria.



Figura 4-11: Sistema de captação de águas pluviais obstruído próximo à CL 316/416, na primeira rua paralela abaixo da Avenida Santa Maria.



Figura 4-12: Alagamento próximo à CL 316/416, na primeira rua paralela abaixo da Avenida Santa Maria, em um ponto mais a montante que as imagens anteriores.

Devido ao quadro até agora exposto, a região sempre apresentou problemas quanto à drenagem de águas pluviais em períodos de chuvas. De acordo com o PDDU-DF (2009), e suas simulações analisadas no programa SWMM, grande parte da rede existente já se encontra trabalhando em situações de sobrecarga para tempos de retornos de 2 anos, tempo aquém do que se considera parâmetro de projeto atualmente. O Termo de Referência da NOVACAP (2012) recomenda que as redes sejam projetadas para o tempo de retorno de 10 anos e tempos mínimos de concentração variando de 10 a 15 minutos.

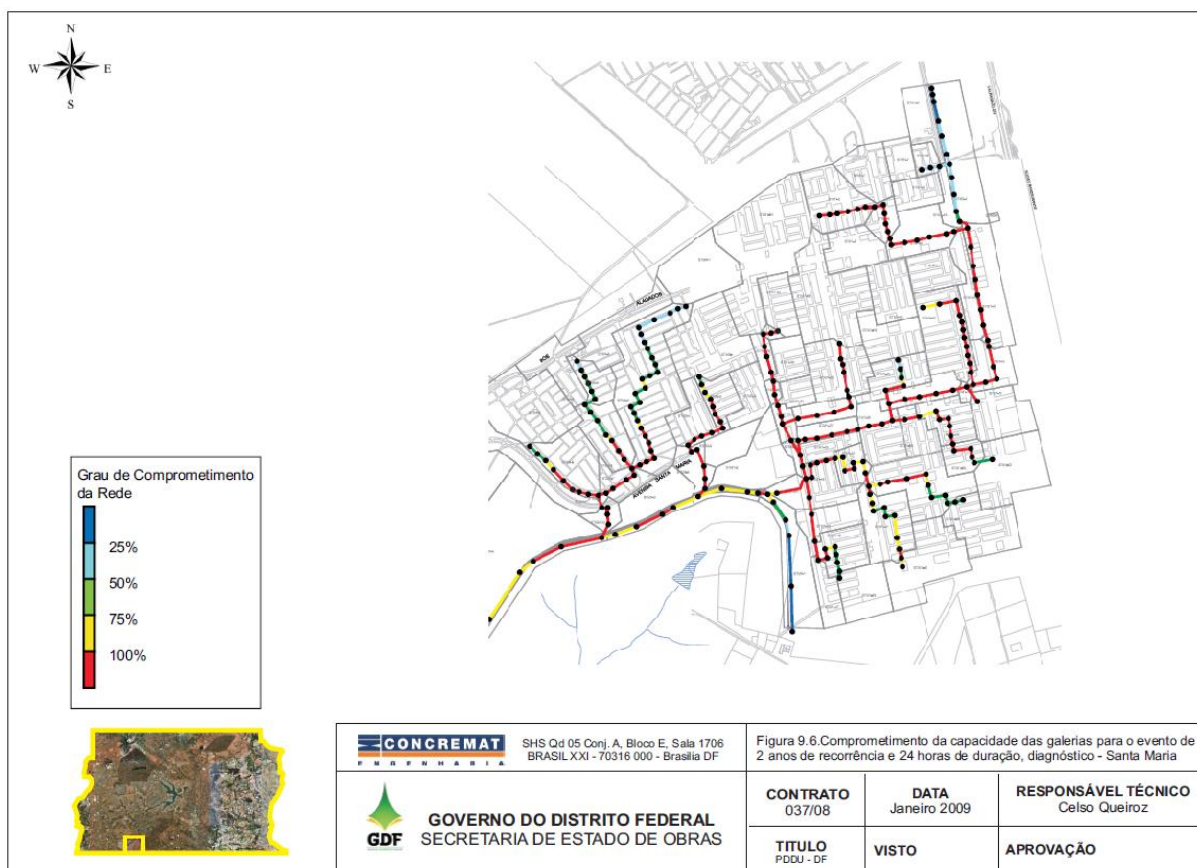


Figura 4-13: Mapa de Diagnóstico da rede de Santa Maria (Fonte: Adaptado de PDDU, 2009)

A Figura 4-13 mostra uma situação de diagnóstico da rede para uma chuva de projeto de 24 horas e tempo de recorrência de 2 anos. Constata-se o grande comprometimento da rede, como mencionado anteriormente, para um dimensionamento de projeto já não mais em vigor. Nota-se, ainda, que a rede considerada para o PDDU-DF à época de sua execução diverge em alguns trechos da rede atualmente cadastrada pela NOVACAP, como pode ser visto ao se comparar a Figura 4-5 com a Figura 4-13.

Este presente projeto apresentará, portanto, uma situação atualizada da análise previamente realizada pela CONCREMAT, por meio do PDDU-DF (2009), para os trechos de rede a partir das CL 112, 212 e 312 até as quadras CL 118, 218, 318, 418 e 518.

## 4.2 PARÂMETROS DE ESTUDO

Para realização das simulações hidrológico-hidráulicas proposta ao longo desse projeto, levantou-se uma série de parâmetros da bacia em questão. As informações obtidas a partir do geoprocessamento dos dados foram necessárias ao *Software* PCSWMM, para que ele pudesse realizar as operações de modelagem da rede existente. Essas informações foram organizadas de forma a obter-se:

- O modelo digital de elevação, para representação da topografia da sub-bacia;
- Delimitação da área da bacia e sub-bacias de influência ao longo da região;
- Delimitação de mapa do tipo de solo existente na região;
- Delimitação de mapa de uso e ocupação do solo na região;
- Seleção da chuva de projeto, chuva do Manual de Drenagem;
- Adequação dos dados de cadastro obtidos em *Software* AutoCAD.

#### 4.2.1 Sub-bacias de Análise

Para a delimitação da Sub-bacia de estudo buscou-se abranger todas as áreas contempladas pela rede existente com auxílio da topografia da região. Desta forma a sub-bacia final de análise é a representada na Figura 4-14. A área totaliza em 402,09 ha, contando com 656 poços de visita (PVs) contribuintes para o sistema.

Determinou-se também uma segunda divisão para as áreas de contribuição para fins comparativos, que será utilizada no tópico 4.3, referente as simulações hidrológico-hidráulicas, na determinação de vazões por meio do método racional. A Figura 4-15, representa as sub divisões consideradas a partir das 4 saídas da rede de microdrenagem urbana, para a rede de macrodrenagem, representada pelo canal de largura variando de 3 a 6 metros e altura constante de 1,5 metros, mais à jusante do sistema.



Figura 4-14: Área de estudo do sistema de drenagem.

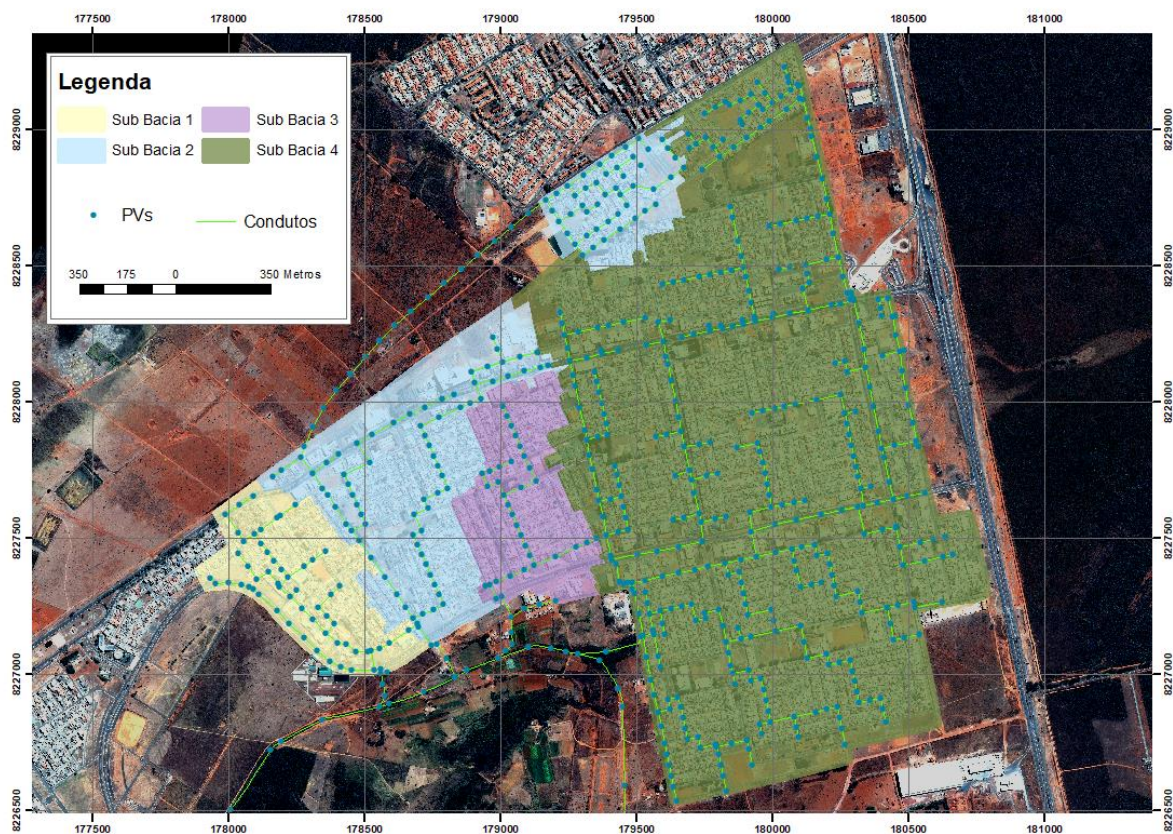


Figura 4-15: Sub-bacias de contribuição para o canal.

A Tabela 4-1 representa as áreas consideradas para cada sub-bacia delimitada e o total da sub-bacia de análise.

Tabela 4-1: Áreas de cada sub-bacia e o total representativo da sub-bacia de análise.

<b>SUB-BACIA</b>	<b>AREA (ha)</b>
Sub-bacia 1	30,144
Sub-bacia 2	74,176
Sub-bacia 3	29,283
Sub-bacia 4	268,483
<i>TOTAL</i>	<i>402,086</i>

#### 4.2.2 Topografia

Para que fossem obtidos os dados referentes à topografia do terreno, lançou-se mão da plataforma fornecida pela Secretaria de Estado de Desenvolvimento Urbano e Habitação (SEDUH), chamada Geoportail do Distrito Federal. Nesta plataforma foi possível obter diversos dados geográficos do DF para serem geoprocessados.

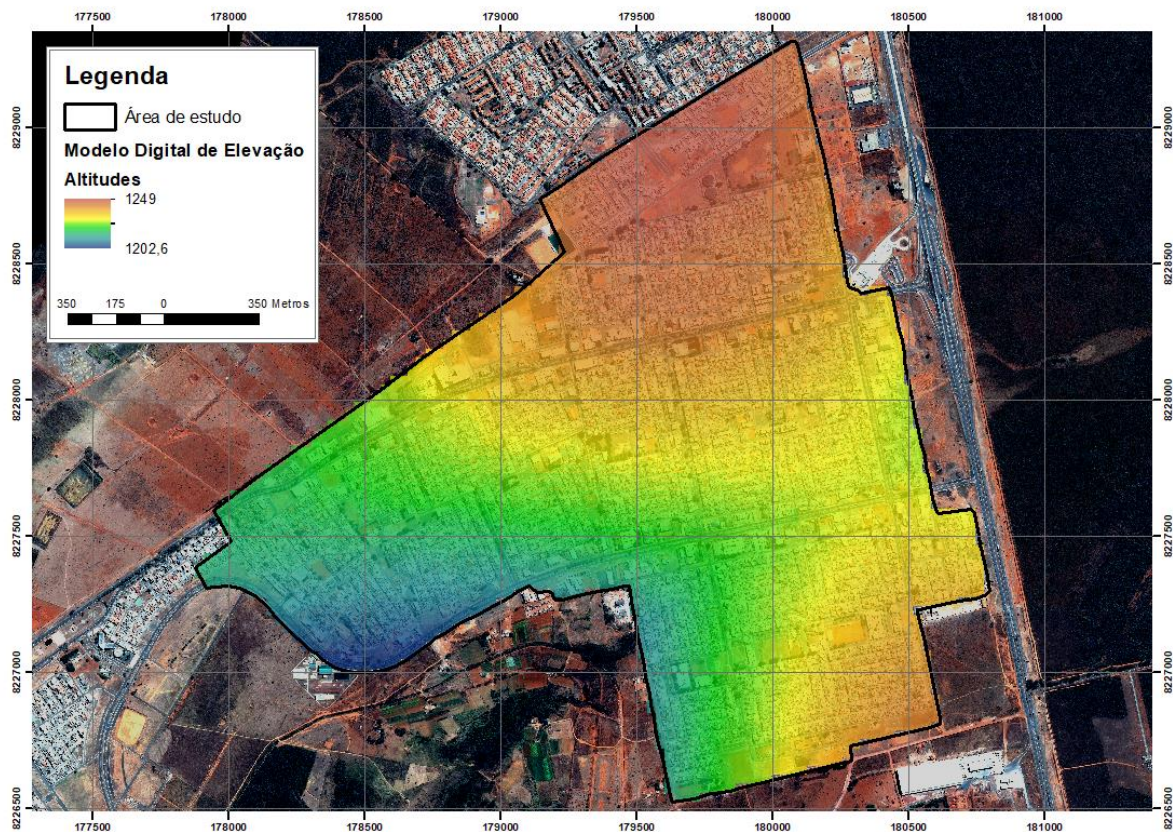


Figura 4-16: Modelo Digital de Elevação (MDE) para a área de estudo.

No que se refere a topografia, utilizou-se as curvas de nível de 1 m, de 1997. Desta forma, definiu-se o Modelo Digital de Elevação (MDE), que foi responsável por fornecer, além das altimetrias, as declividades características da sub-bacia. A Figura 4-16 representa o MDE obtido por meio do geoprocessamento do dado mencionado, nela observa-se a altitude máxima da sub-bacia de 1.249 m mais ao norte e a mínima, de 1.202,6 m, mais ao sul e sudoeste.

### 4.2.3 Uso e Ocupação

O mapa de uso e ocupação da bacia é definido uma vez ser necessário separar e quantificar o quanto da água da chuva se tornará escoamento superficial e o quanto irá infiltrar. Ao dividir a região de acordo com critérios estabelecidos a partir de suas semelhanças de uso e ocupação do solo, tem-se uma forma de gerar pequenas sub bacias, com seus parâmetros bem estabelecidos, que se tornarão contribuições do sistema e simularão o escoamento superficial decorrente das respectivas áreas em questão. Desta forma, estimando-se a capacidade e infiltração da área de estudo, aplica-se o método do SCS para a determinação do escoamento superficial.

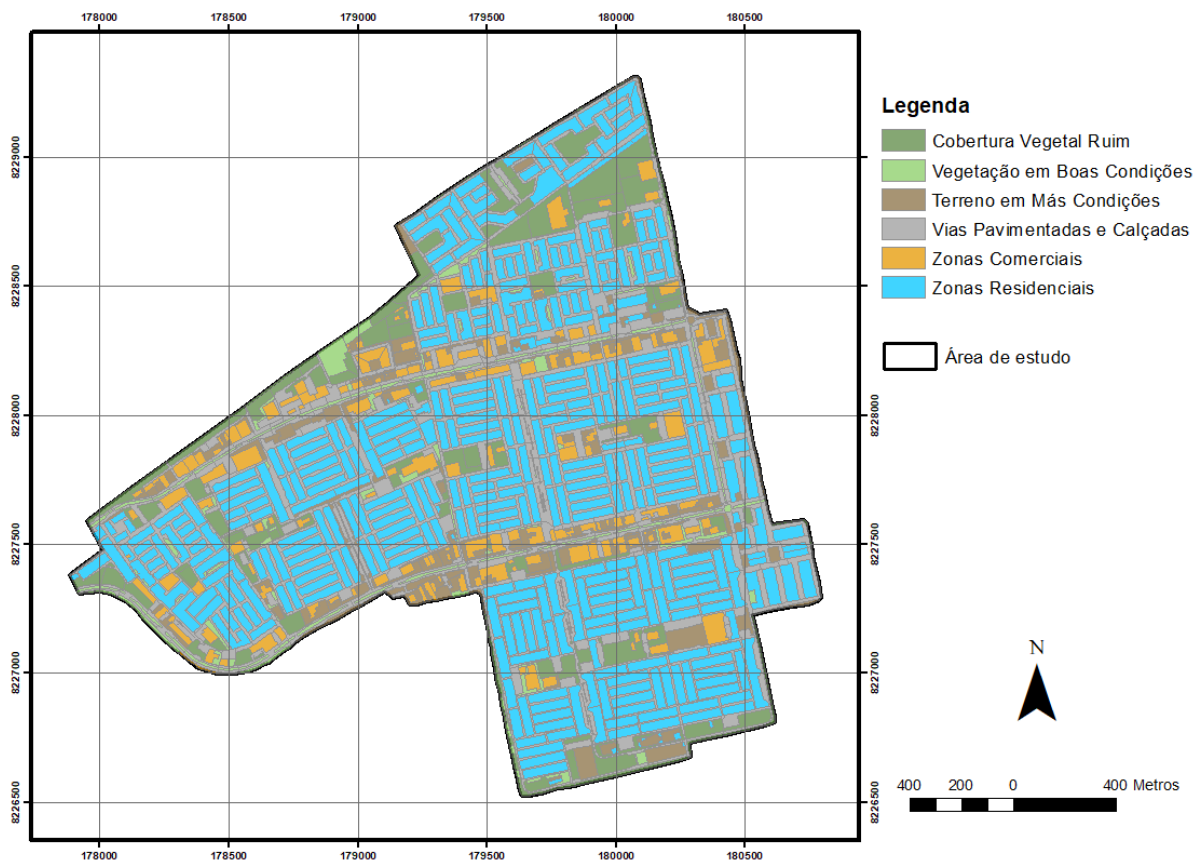


Figura 4-17: Uso e Ocupação da Área de estudo

A partir de imagens de satélite da região foi possível separar visualmente as áreas de acordo com 6 diferentes classificações, conforme visto na Figura 4-17. Uma vez feita essa distinção entre os diferentes usos e ocupações do solo, foi possível definir para cada um deles, um valor para o parâmetro curva número, CN, utilizado no modelo de infiltração adotado para este projeto no PCSWMM e estabelecido pelo SCS (1975).

Tabela 4-2: Caracterização percentual do uso e ocupação do solo.

<b>USO E OCUPAÇÃO</b>	<b>ÁREA (ha)</b>	<b>PORCENTAGEM (%)</b>
Vegetação em Boas Condições	13,84	3,44
Terreno em Más Condições	28,08	6,99
Zonas Comerciais	30,89	7,69
Cobertura Vegetal Ruim	45,51	11,33
Vias Pavimentadas e Calçadas	119,58	29,76
Zonas Residenciais	163,92	40,79
<b>ÁREA TOTAL</b>	<b>402,09</b>	<b>100</b>

Observa-se pela Tabela 4-2, como a região já se apresenta bem consolidada e bem dotada de áreas asfaltadas, predominando as ocupações residenciais, baixa taxa de vegetação em bom estado de conservação e, em contrapartida, um percentual maior de cobertura vegetal precária em relação à vegetação em boas condições.

#### 4.2.4 Parâmetro CN

Uma vez delimitado o uso e ocupação, deve-se atribuir os valores de CN para cada pequena sub-bacia considerada. Conforme mencionado anteriormente, no item 4.1.2, o grupo hidrológico considerado para o solo da área de estudo é o grupo A, a partir disso os valores de CN foram definidos conforme a Tabela 4-3.

Tabela 4-3: Tabela para valores CN adotados.

<b>USO DO SOLO</b>	<b>VALOR DE CN ADOTADO</b>
Vegetação em Boas Condições	30
Cobertura Vegetal Ruim	45
Terreno em Más Condições	68
Zonas Residenciais	77
Zonas Comerciais	89
Vias Pavimentadas e Calçadas	98

Fonte: Adaptado de Tucci, 1993.

#### 4.2.5 Chuva de projeto

De acordo com o Manual de Drenagem da Adasa (2018) a chuva de projeto recomendada para novas redes é a de 24 horas de duração e 10 anos de tempo de retorno. Com vistas a medir o grau de comprometimento atual da rede, foram estipuladas, além da chuva do manual, três outras chuvas de projeto, que variam o tempo de retorno entre 2, 5, 10 e 25 anos. Conforme já mencionado ao longo deste trabalho, a chuva é obtida a partir da IDF de Brasília (Equação 4-1) pelo método dos blocos alternados, discretizado em intervalos de 5 minutos.

$$i = \frac{1574,7 \cdot T_r^{0,207}}{(tc + 11)^{0,884}} \quad \text{Equação 4-1}$$

As figuras Figura 4-18, Figura 4-19, Figura 4-20 e Figura 4-21 representam os hietogramas e os picos de precipitações para cada um dos três novos tempos de retorno definidos.



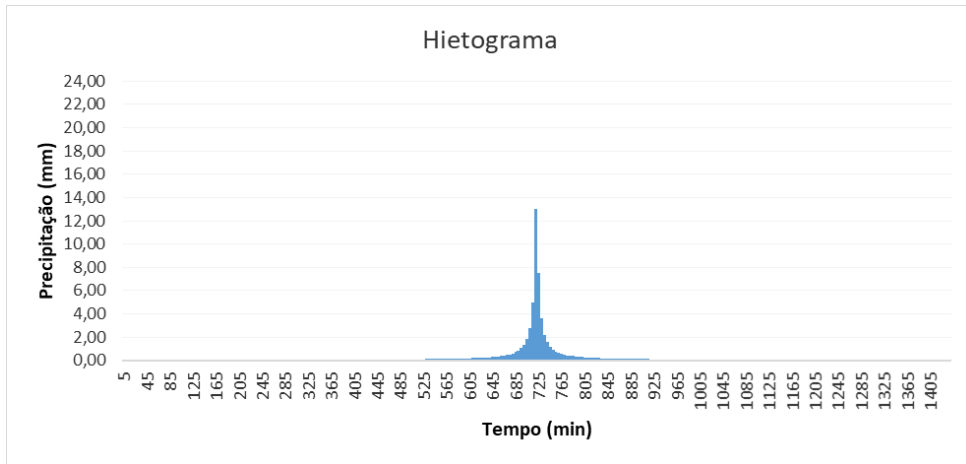


Figura 4-18: Hietograma da chuva de projeto para tempo de retorno de 2 anos e duração de 24 horas.

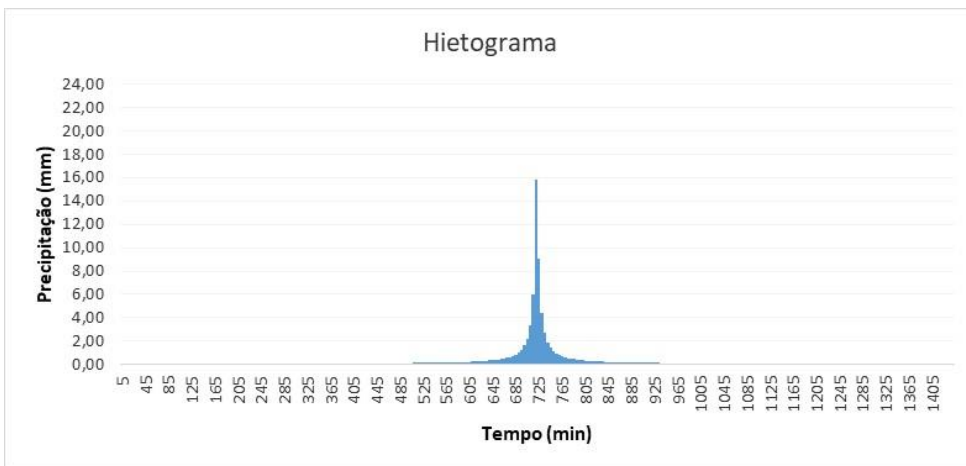


Figura 4-19: Hietograma da chuva de projeto para tempo de retorno de 5 anos e duração de 24 horas.

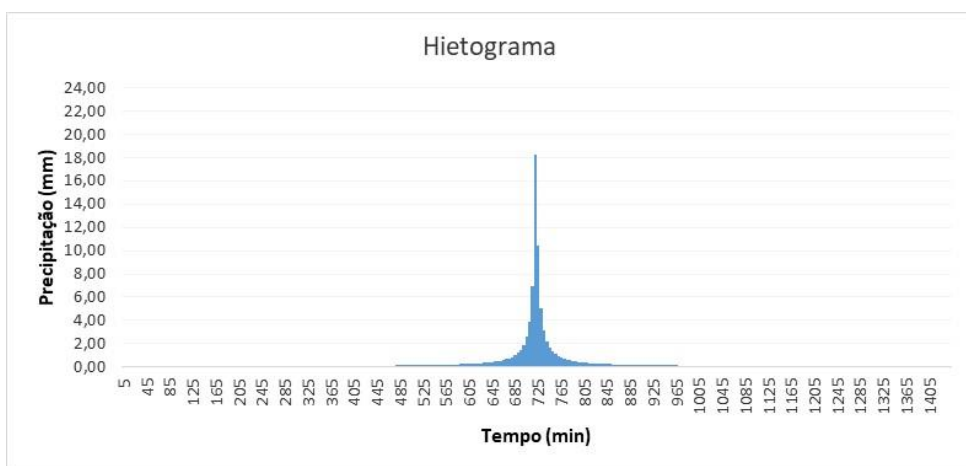


Figura 4-20: Hietograma da chuva de projeto para tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas.

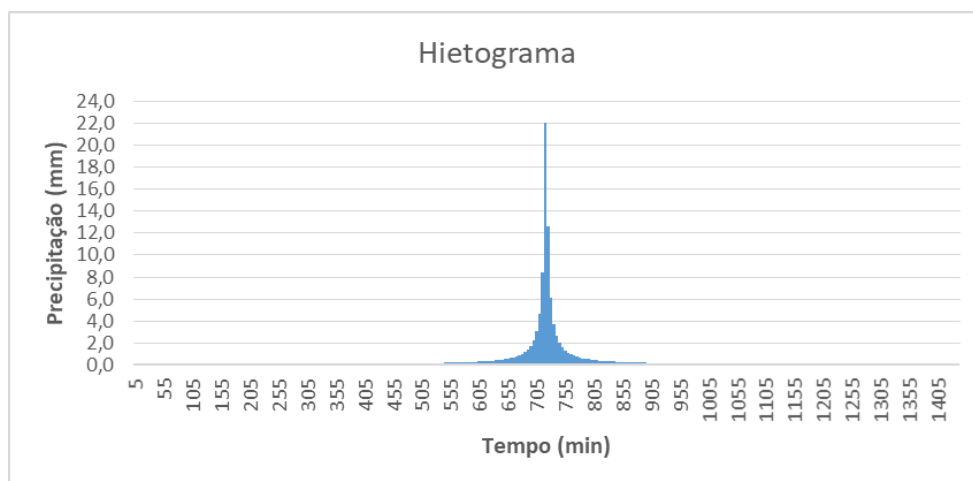


Figura 4-21: Hietograma da chuva de projeto para tempo de retorno de 25 anos e duração de 24 horas.

Com os dados de chuva discretizado em intervalos de 5 minutos, pode-se obter a precipitação acumulada da chuva ao longo das 24 horas, conforme Tabela 4-4.

Tabela 4-4: Precipitação acumulada para 24 horas de duração de chuva.

<b>TEMPO DE RETORNO</b>	<b>PRECIPITAÇÃO ACUMULADA APÓS 24 HORAS</b>
2 anos	70 mm
5 anos	84,6 mm
10 anos	97,6 mm
25 anos	118 mm

### 4.3 SIMULAÇÕES HIDROLÓGICO-HIDRÁULICAS POR MEIO DO PCSWMM

Diante de todos os parâmetros acima mencionados, foi possível dar início à simulação hidrológico-hidráulica do sistema. Utilizou-se o Modelo SWMM na sua versão fornecida pela CHI Water (*Computational Hydraulics International Water*), o PCSWMM, que apresenta uma interface de melhor navegabilidade além de integração com um Sistema de Informações Geográficas.

Para as configurações padrões de simulação do PCSWMM, de acordo com o modelo de transformação chuva-vazão, definiu-se o método de propagação da onda dinâmica para propagação do fluxo na rede de drenagem e o método do SCS para o modelo de infiltração da água.

### 4.3.1 Comparação com Método Racional

Uma das formas que foi utilizada para comparação dos resultados processados na modelagem computacional, foi o cálculo das vazões de pico pelo método racional (Equação 3-1) das quatro saídas da rede para o canal, que representam o exutório dessas sub-bacias. Desta forma foi necessário, a partir das áreas de contribuição definidas anteriormente, Figura 4-15 e Tabela 4-1, e do uso e ocupação definidos para a área de estudo (Figura 4-17), definir os tempos de concentração e o coeficiente de escoamento superficial equivalentes para cada uma das quatro sub-bacias.

Sabe-se que para o método racional de determinação de vazões de pico, não devem ser consideradas áreas superiores a 100 ha, uma vez que geram resultados subdimensionados, no entanto, mesmo havendo uma sub-bacia com mais de 250 ha, esse método foi utilizado para fins comparativos.

A determinação do tempo de concentração, também definido como o tempo de duração da chuva para o método racional, foi feita a partir da fórmula de Kirpich, de acordo com a Equação 4-2 (Tucci, 2009):

$$tc = 0,019 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad \text{Equação 4-2}$$

Em que  $tc$  é o tempo de concentração, em minutos,  $S$  é a declividade em m/m e  $L$  é extensão longitudinal da bacia, em metros, sendo que para este projeto utilizou-se como a extensão o maior comprimento de rede existente em cada sub-bacia delimitada.

Calculou-se um coeficiente de escoamento superficial ( $C$ ) para cada uma das 4 sub-bacias ponderando-se o uso e ocupação do solo delimitado pelas suas respectivas áreas, de acordo com a Equação 4-3:

$$C = \frac{\sum C_i \times A_i}{\sum A} \quad \text{Equação 4-3}$$

$C$  é coeficiente de escoamento superficial, adimensional,  $C_i$  representa o  $C$  para cada uma das áreas delimitadas de uso e ocupação,  $A_i$  representa as áreas de cada parcela de uso e ocupação definido e  $A$  a área total da sub-bacia.

Tabela 4-5: Valores definidos para o coeficiente de escoamento superficial (C).

<b>USO DO SOLO</b>	<b>VALOR DE C ADOTADO</b>
Vegetação em Boas Condições	0,15
Cobertura Vegetal Ruim	0,30
Terreno em Más Condições	0,50
Zonas Residenciais	0,70
Zonas Comerciais	0,80
Vias Pavimentadas e Calçadas	0,90

Fonte: Adaptado de Manual da Adasa, 2018.

Os coeficientes de escoamento superficial foram definidos de acordo com a Tabela 4-5 e os resultados obtidos para cada sub-bacia estão representados na Tabela 5-1 do item 5.2.

#### **4.3.2 Cenários de Simulação**

Foram definidos três cenários de estudo, o primeiro foi definido como a situação atual da rede e foi estimulado com as chuvas de projeto (2, 5 10 e 25 anos) estabelecidas. Nesse cenário foram feitas as avaliações do comportamento atual da rede, buscando encontrar pontos críticos. O segundo cenário foi pensado de maneira a se constatar como a rede de drenagem se comportaria ao ser inserida uma bacia de retenção *in-line* de acordo com as proposições feitas no PDDU. Desta forma, como atualmente vigora o dimensionamento de redes pelo TR de 10 anos para novos projetos, considerou-se somente essa chuva de projeto para analisar a bacia e os benefícios trazidos por ela à rede. O terceiro cenário foi definido como medida de controle a montante, com o dimensionamento de valas de infiltração, buscando conter a montante a propagação da onda de cheia.

De acordo com PDDU (2009), foram propostos alguns pontos para a locação de futuras bacias de retenção, Figura 4-22, onde existiam espaços físicos disponíveis para que elas pudessem adequar-se ao sistema. Desta forma, as descargas feitas nesses pontos podem vir a trabalhar em conjunto com o amortecimento proposto pelas bacias de retenção e sanar problemas de sobrecarga da rede na região. Assim, a bacia de retenção será simulada de forma a avaliar o impacto que causaria na rede.



- Possíveis Novos Pontos
- ⊘ Pontos Desconsiderados

Figura 4-22: Possíveis locais de implementação de bacias de retenção (Fonte: Adaptado Concremat (PDDU), 2009).

Para verificar a viabilidade dos pontos propostos atualmente, comparou-se a situação de ocupação da área vista na região com a situação atual, a partir de imagens de satélite mais recentes, a partir do *Software* Google Earth (08/11/2018). Os pontos 03 e 10 tornaram-se inviáveis por apresentarem construções realizadas em sua localidade, os pontos 02 e 06 também foram descartados, pois da forma como a rede está distribuída a adaptação de bacias nestas localidades não traria benefícios para aliviar as descargas no sistema.

Descartados os pontos mencionados, restaram os pontos 01, 04 e 05, que pertencem à sub-bacia 04, e os pontos 07, 08 e 09, pertencentes à sub-bacia 2, ambas delimitadas anteriormente (Figura 4-15). Destes, o ponto 8 foi retirado pois se encontrava no mesmo arruamento dos pontos 7 e 9 e optou-se por adotar somente o ponto 9, ao final deste mesmo arruamento.

A região mais ao norte do ponto 1 apresenta áreas ainda sem ocupação que não foram contempladas como sugestões pelo PDDU, uma vez que a rede que compõe essa região atualmente foi implantada em 2009 (NOVACAP), logo, não se estendia até essas áreas à época

da execução do plano diretor. Um outro ponto, a esquerda do ponto 5, pode também ser de interesse, de maneira que pode proporcionar um melhor ajuste da bacia com a rede existente nessa localidade. Portanto, além dos pontos propostos pelo plano diretor, outros pontos podem ser definidos para a locação de bacias de detenção, tanto na região mais ao norte da sub bacia de análise, acima do ponto 1, quanto, mais ao sul, entre os pontos 5 e 6.

Neste projeto foi simulada a bacia locada no ponto 9 e avaliados os impactos que ela gera no amortecimento do pico de cheia. O volume da bacia será pré-dimensionado a partir da Equação 4-4, definida pela Adasa na resolução de número 9 (Adasa, 2011), considerando as áreas de contribuição da rede a montante dos pontos escolhidos.

$$V = 4,705 \times A_i \times A_c \quad \text{Equação 4-4}$$

Nessa equação  $V$  é o volume estimado em  $m^3$ ,  $A_i$  é o percentual de área impermeável contribuinte e  $A_c$  é a área de contribuição total, em ha. Para a aplicação dessa fórmula do fator  $A_i$  é feita a partir do coeficiente de escoamento superficial ponderado em relação a área de contribuição, conforme Equação 4-3.

A partir do volume pré-estabelecido para a simulação, buscou-se adequá-lo da melhor forma possível à área proposta. Desta maneira, foi possível ajustar tais volumes conforme a disponibilidade de espaço e verificou-se, para a chuva de projeto de TR de 10 anos e duração de 24 horas, como a bacia se comportou e se ocorreu contribuição para o amortecimento de vazões de pico e alívio do sistema.

Buscou-se também, para a bacia dimensionada pelo *Software* PCSWMM, atender a vazão de lançamento final de 24,4 L/s.ha, também estabelecida pela resolução de número 9 da Adasa (2011). Embora a bacia dimensionada seja do tipo *in-line*, fez-se essa limitação para que a reentrada da vazão amortecida causasse o menor impacto possível no sistema a jusante e propiciasse, de fato, o alívio da sobrecarga na rede.

A determinação do orifício de saída das bacias de detenção foi feita de acordo com a fórmula dada pela lei dos orifícios (Equação 4-5):

$$Q = C_d \times A \times \sqrt{2 \times g \times H} \quad \text{Equação 4-5}$$

Na equação acima  $Q$  é a vazão descarregada, em  $m^3$ , através do orifício de área de seção transversal  $A$ , em  $m^2$ ,  $C_d$  é o coeficiente de vazão e será estimado em 0,61 (orifícios

circulares de parede fina),  $g$  representa o valor da aceleração da gravidade ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ) e  $H$  é a distância vertical desde a superfície livre do líquido até a linha de centro do orifício, em metros.

Além do ponto 9, escolhido para a determinação da bacia, escolheu-se o ponto 4 para avaliação e dimensionamento da vala de infiltração, esquematizada pela Figura 4-23, uma vez que se encontra mais a montante da rede. Dependendo da técnica compensatória adotada pelo modelo *Software* PCSWMM, várias camadas devem ser inseridas e detalhadas na modelagem. No caso das valas de infiltração somente uma deve ser definida, sua camada superficial, que constitui dos parâmetros de coeficiente de rugosidade, altura efetiva, percentual vegetado, inclinação transversal e fator de inclinação da borda, correspondente ao talude.

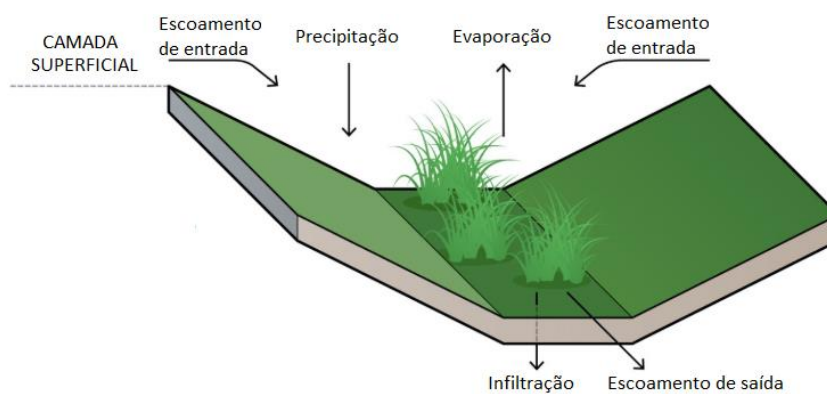


Figura 4-23: Representação esquemática de valas de infiltração no Software PCSWMM (Fonte: ChiWater, 2019).

## 5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 5.1 REDE EXISTENTE

Inicialmente simulou-se a área de estudo para os tempos de retorno propostos e verificou-se como estava o comportamento da rede. Os gráficos da Figura 5-1 apresentam a precipitação gerada pelas chuvas de projeto e o escoamento que ela gera para todo o sistema.

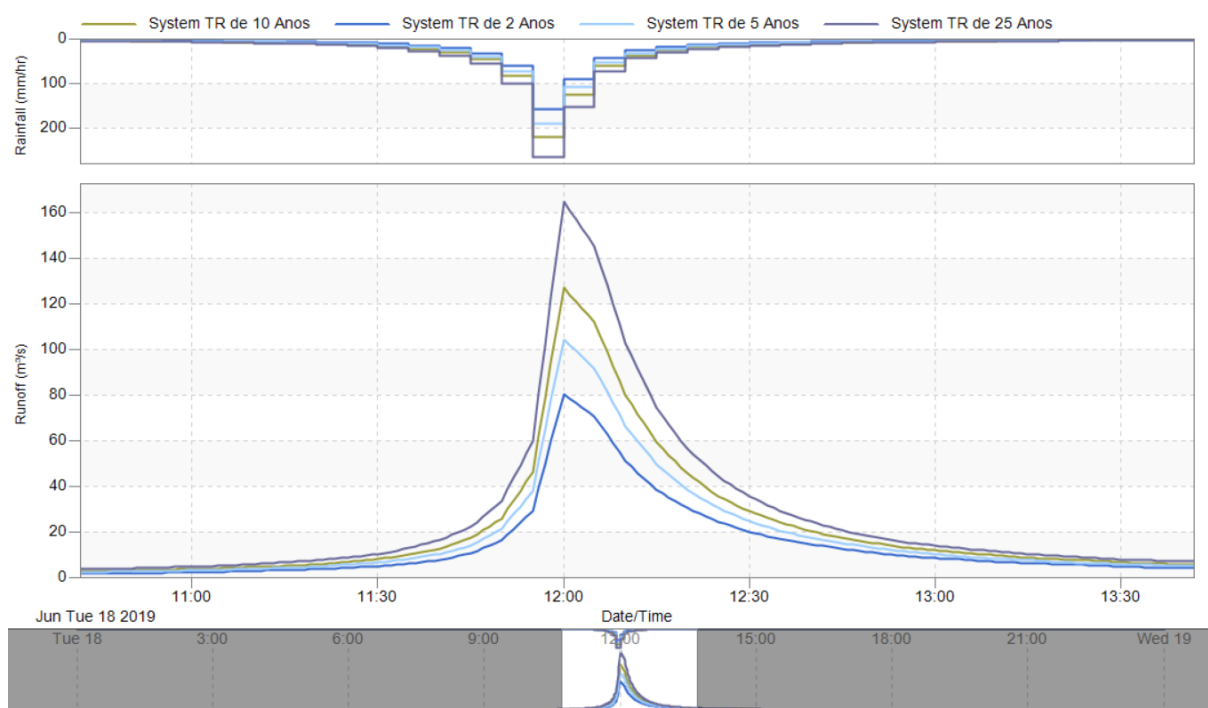


Figura 5-1: Precipitação e escoamento superficial gerado para todos os TRs de projeto.

As figuras

Figura 5-2, Figura 5-3, Figura 5-4 e Figura 5-6 mostram o tempo no qual os PVs encontram-se em situação de extravasamento, variando de 0 a 1 minuto, de 1 a 10 minutos, de 10 a 30 minutos e mais que 30 minutos. As situações de extravasamento de mais de 10 minutos já se tornam preocupantes para o sistema, uma vez que podem gerar alagamentos prolongados e acarretar transtornos à população.

Observa-se na

Figura 5-2 (TR de 2 anos) que grande parte da rede apresenta tempo de extravasamento de até 1 minuto e uma parcela considerável da rede com extravasamento de até 30 minutos. Desta forma, conforme já constatado pelo PDDU, a rede encontra-se em situação de sobrecarga para esse tempo de retorno e, portanto, uma intensidade de chuva considerada baixa para os critérios atuais de projeto.



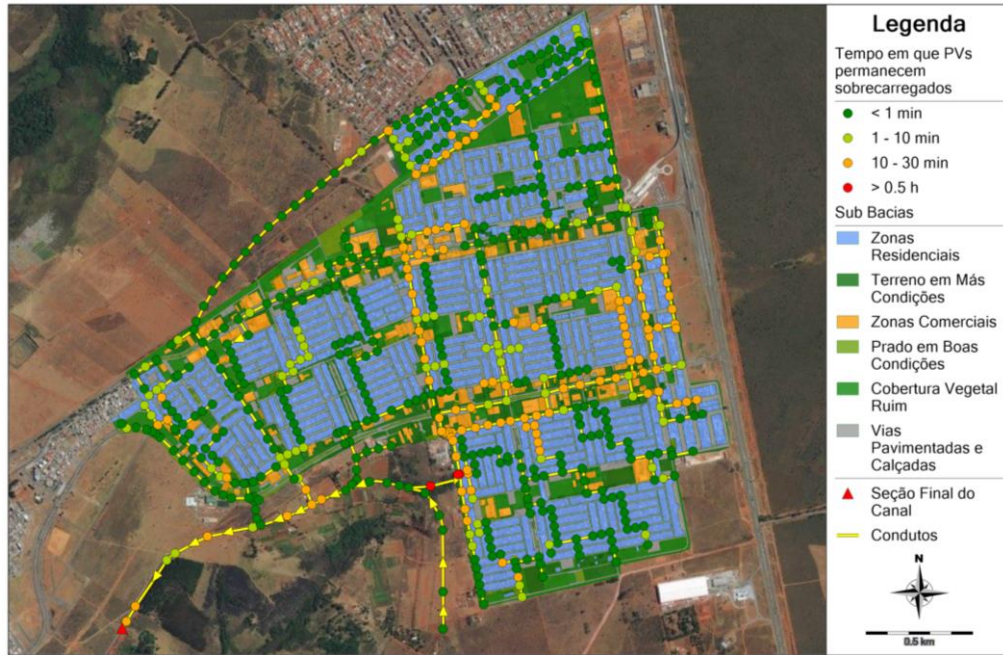


Figura 5-2: Tempo em que PVs permanecem sobrecarregados para TR de 2 anos

A Figura 5-3 mostra a mesma situação para os PVs descrita anteriormente mas com o tempo de retorno de 5 anos. Nota-se, como esperado, o aumento do número de PVs em situação de extravasamento tanto de 1 a 10 minutos quanto de 10 a 30 minutos.

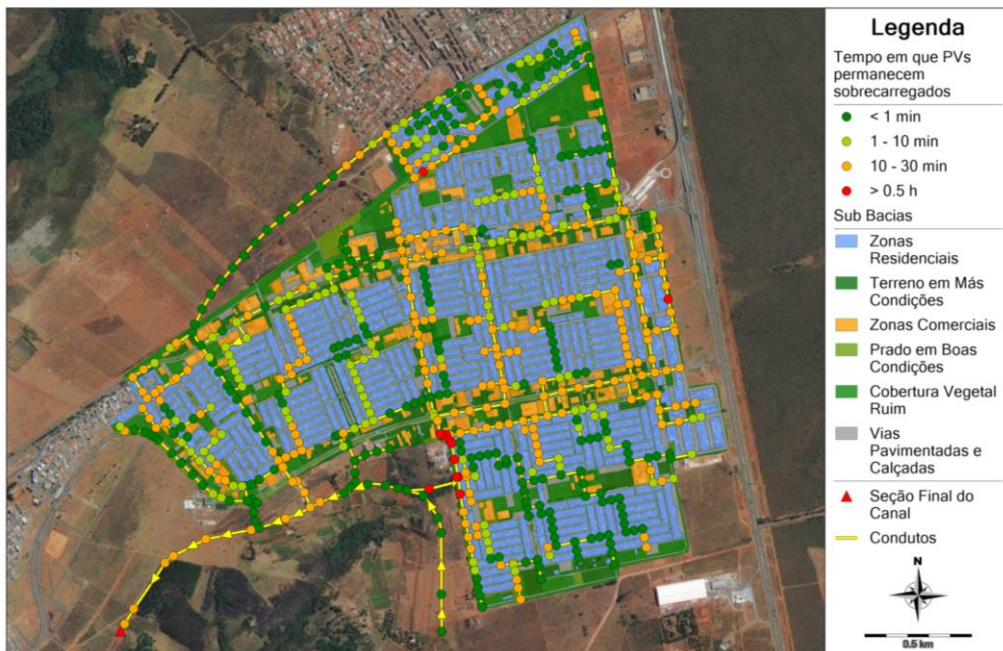


Figura 5-3: Tempo em que PVs permanecem sobrecarregados para TR de 5 anos

Para o TR de 10 anos, verifica-se mais uma vez o aumento do número de PVs em situação de extravasamento, atestando como a rede não comporta todo o escoamento proveniente da chuva e ocorrido a partir da impermeabilização do solo. Uma quantidade considerável dos PVs apresenta tempo de extravasamento variando de 10 a 30 minutos, alguns trechos de rede possuem PVs com extravasamento durando mais de 30 minutos.

A Figura 5-5 representa como se dão as linhas piezométricas no trecho de rede próximo à chegada no canal em que os PVs encontram-se extravasando por mais de 30 minutos, apresentado na Figura 5-4, nos diferentes cenários de chuva de projeto. Nota-se como a rede encontra-se operando em seu limite para todos os tempos de retorno, mas só para o TR de 10 anos que ela permanece extravasando por mais de 30 minutos. Constata-se também que os condutos não operam mais tais quais condutos livres, mas sim como condutos forçados. Os pontos em vermelho correspondem aos PVs em situação de inundação, em que ocorrem transbordamentos.

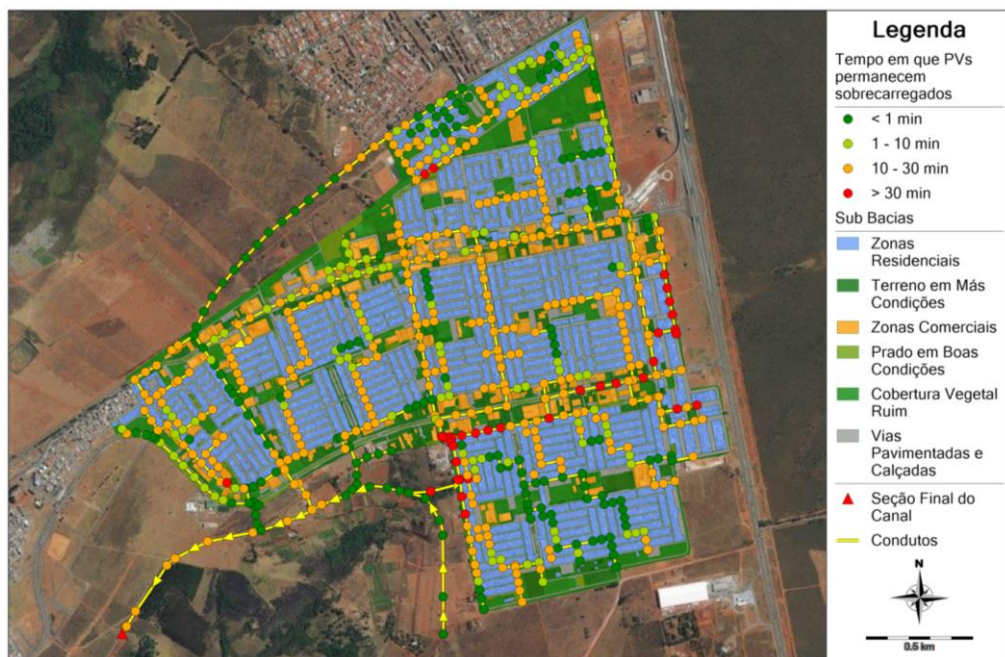


Figura 5-4: Tempo em que PVs permanecem sobrecarregados para TR de 10 anos

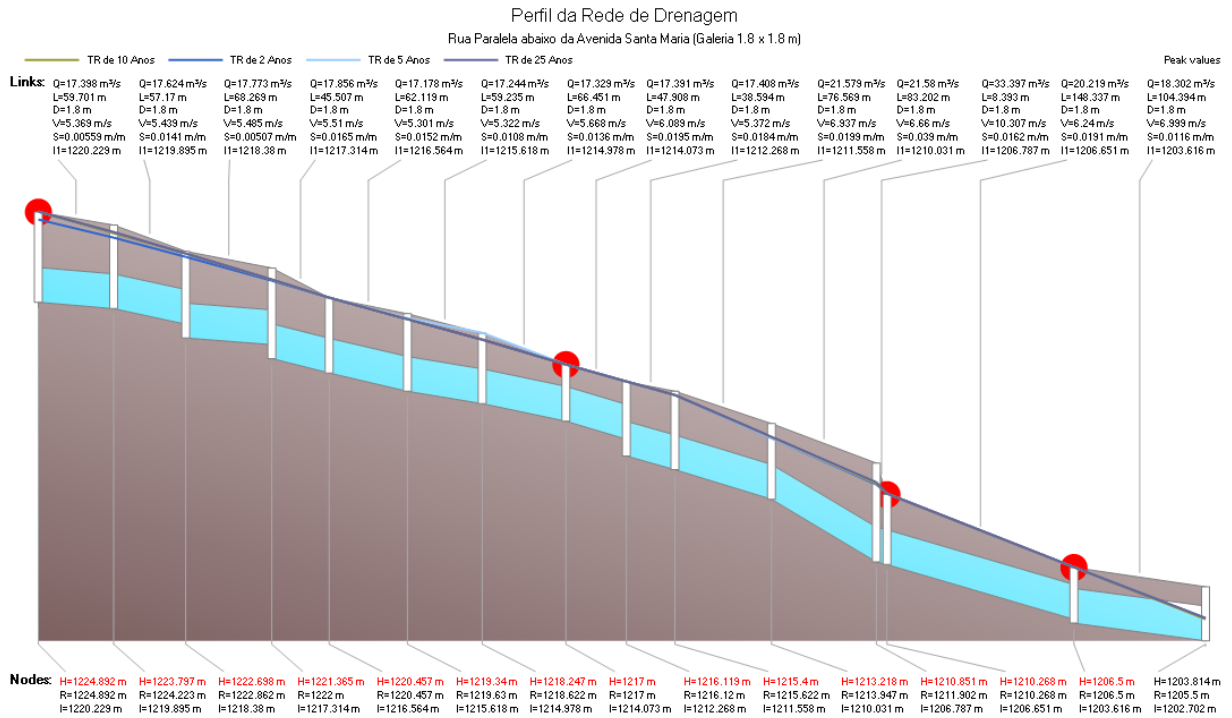


Figura 5-5: Linha piezométrica no trecho com PVs sobrecarregados por mais de 30 minutos

A Figura 5-6 representa a mesma situação de sobrecarga nos PVs mas para o tempo de retorno de 25 anos, em que se verifica uma quantidade ainda maior de PVs trabalhando por mais tempo acima de sua capacidade. Para uma chuva crítica como essa, mas com a probabilidade reduzida de ocorrência, vê-se como o sistema não trabalharia adequadamente.

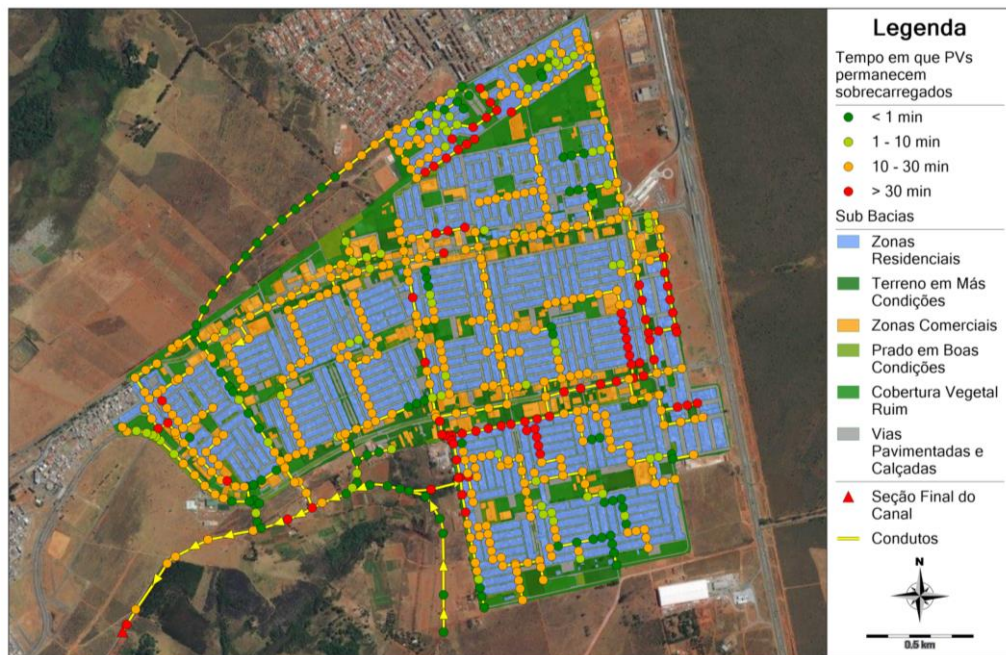


Figura 5-6: Tempo em que PVs permanecem sobrecarregados para TR de 25 anos

Uma vez constatados os PVs que permanecem por mais tempo em situação de sobrecarga, pode-se analisar também como se comportam suas vazões de extravasamento. A Figura 5-7 representa a vazão de extravasamento total da rede como um todo, para cada chuva de projeto. Observa-se que para todos os tempos de retorno simulados há vazões de extravasamento nos PVs – 22 m<sup>3</sup>/s para TR de 2 anos, 43 m<sup>3</sup>/s para TR de 5 anos, 65 m<sup>3</sup>/s para TR de 10 anos e 98 m<sup>3</sup>/s para TR de 25 anos – constatando a incapacidade do sistema de drenagem comportar chuvas críticas e intensas quando elas ocorrerem, gerando transtornos à população.

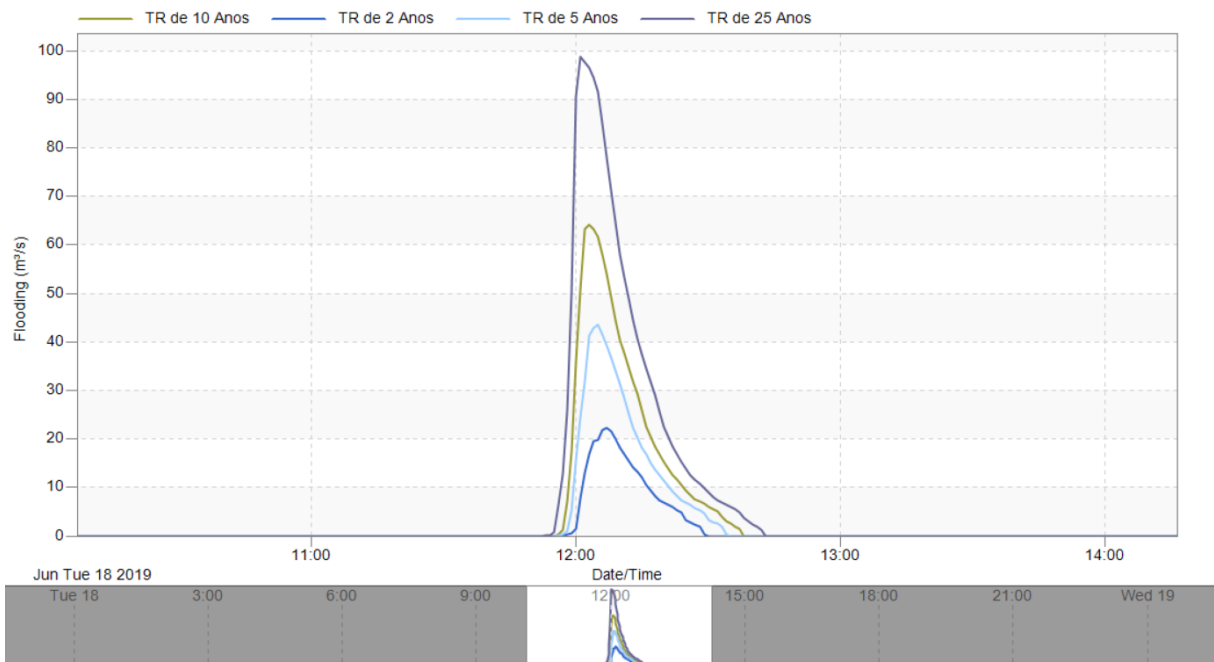


Figura 5-7: Extravasamentos representados na rede como um todo, para cada chuva de projeto simulada

A Figura 5-8 mostra um mapa em planta baixa das vazões de extravasamento dos PVs para o TR de 10 anos. Observa-se que o sistema de drenagem como um todo apresenta PVs em situação de vazões consideráveis de extravasamento (a partir de 0,5 m<sup>3</sup>/s) e, portanto, alagamentos na superfície, como pôde ser conferido no gráfico da Figura 5-7 e melhor visualizado em planta, na Figura 5-8.

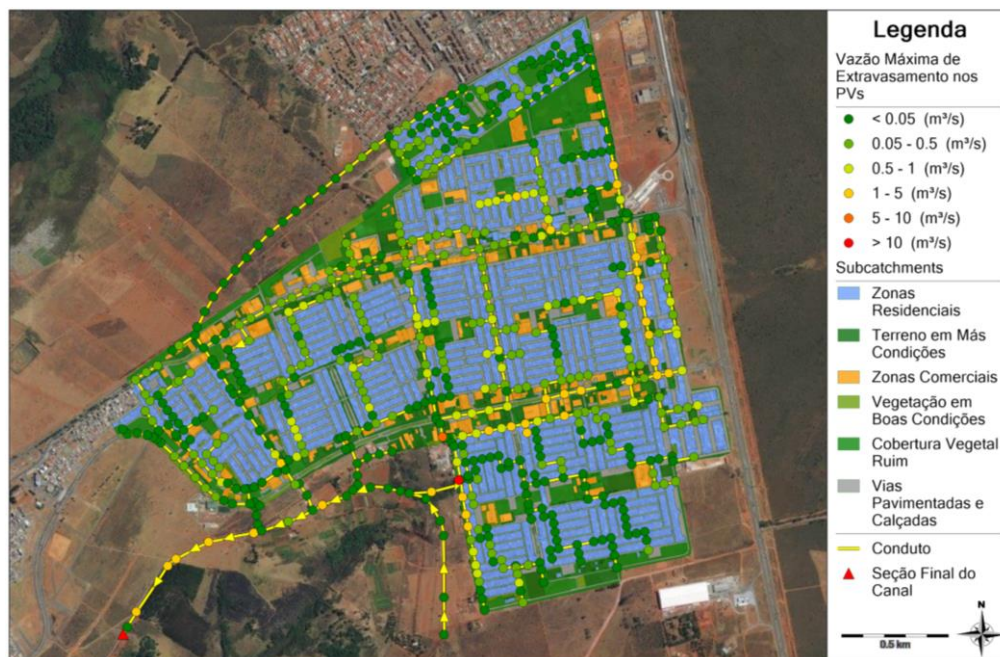


Figura 5-8: Vazões máximas de extravasamento nos PVs para TR de 10 anos

Fez-se ainda, como forma adicional de análise, simulações com as chuvas de projeto de 24 horas de duração e tempo de retorno de 10 anos para determinar as vazões de saída de cada uma das quatro sub-bacias definidas na Figura 4-15, do item 4.2.1. Os dados do gráfico da Figura 5-9 foram obtidos a partir dos condutos de chegada no canal. Nota-se que para as sub-bacias 1 e 3, os condutos de saída não têm sua vazão máxima de operação limitada pela sua própria geometria, algo que já ocorre para os condutos de saída das sub-bacias 2 e 4 para intervalos de tempo próximos a 15 e 35 minutos, respectivamente.

Desta forma, demonstra-se como o sistema não foi capaz de captar e conduzir toda a água escoada superficialmente. A água não comportada pelos condutos acumula-se pela superfície do terreno e pode chegar a sobrecarregar e/ou extravasar pelos PVs, conforme já constatado pelas figuras

Figura 5-2, Figura 5-3, Figura 5-4, Figura 5-5 e Figura 5-6 referentes à sobrecarga nos PVs e pontos de extravasamentos observados nos perfis da rede. Ademais, vazões tão elevadas como  $10\text{m}^3/\text{s}$  carregam muita energia que frequentemente se dissipa trazendo danos à rede, ao sistema viário, edificações e ou solo.

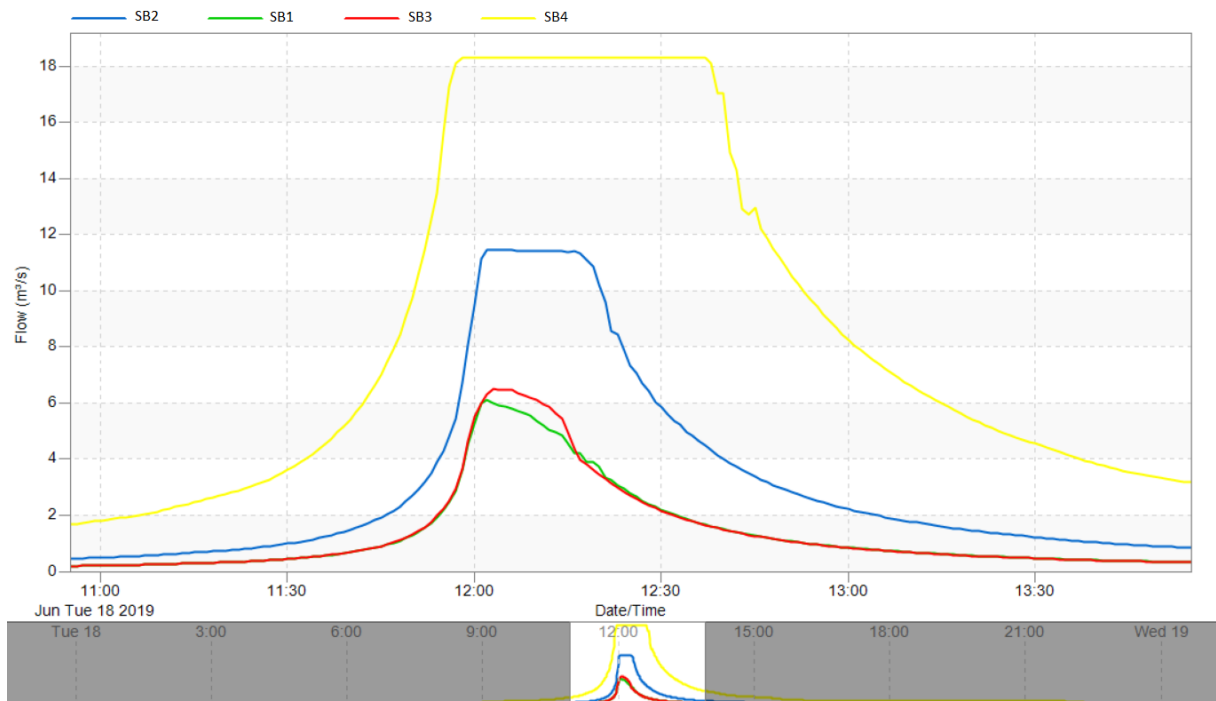


Figura 5-9: Vazões de saída de cada sub-bacia delimitada calculadas pelo modelo SWMM a partir da rede existente e chuva de TR 10 anos

## 5.2 COMPARAÇÃO DA MODELAGEM

A partir do uso e ocupação do solo em cada sub-bacia delimitada calculou-se um coeficiente de escoamento superficial médio para que o método racional pudesse ser aplicado. A Tabela 5-1 relaciona os diferentes tipos de uso e ocupação à cada sub-bacia delimitada, assim como o C médio final calculado para cada uma delas.

Tabela 5-1: Valores de coeficiente de escoamento superficial (C) médio

<b>USO E OCUPAÇÃO</b>	<b>SB1</b>	<b>SB2</b>	<b>SB3</b>	<b>SB4</b>	<b>TOTAL</b>
Vegetação em Boas Condições	2,54 ha	4,36 ha	0,88 ha	6,00 ha	13,84 ha
Cobertura Vegetal Ruim	3,91 ha	12,19 ha	0,53 ha	28,88 ha	45,51 ha
Terreno em Más Condições	0,46 ha	6,04 ha	3,40 ha	18,22 ha	28,08 ha
Zonas Residenciais	11,67 ha	22,71 ha	14,24 ha	116,07 há	163,92 ha
Zonas Comerciais	2,77 ha	7,42 ha	1,74 ha	19,40 ha	30,89 ha
Vias Pavimentadas e Calçadas	8,79 ha	22,24 ha	9,76 ha	79,98 ha	119,58 ha
Área Total	30,14 ha	74,18 ha	29,28 ha	268,48 há	402,09 ha
<b>C MEDIO</b>	<b>0,67</b>	<b>0,65</b>	<b>0,72</b>	<b>0,70</b>	<b>0,69</b>

Já a Tabela 5-2 apresenta o cálculo dos tempos de concentração a partir da fórmula de Kirpich, considerando os maiores trechos de rede em cada uma das bacias até os seus respectivos pontos de saída.

Tabela 5-2: Dados para aplicação do método racional e aplicação da fórmula de Kirpich

<b>MÉTODO RACIONAL</b>				
<b>KIRPICH</b>	<b>SB 1</b>	<b>SB 2</b>	<b>SB 3</b>	<b>SB 4</b>
<b>Comprimento (m)</b>	1.079,65	2.946,72	1.050,04	3.404,11
<b>Maior Altitude (m)</b>	1.220,91	1.249,00	1.237,00	1.249,00
<b>Menor Altitude (m)</b>	1.201,50	1.205,80	1.210,18	1.210,27
<b>Declividade (%)</b>	17,978	14,660	25,542	11,377
<b>T. Concentração(min)</b>	19,33	45,31	16,53	55,82

Por fim, a Tabela 5-3 mostra os resultados finais obtidos para as vazões de saída em cada sub-bacia com TR de 10 anos, para comparação com a modelagem feita pelo PCSWMM, quando simulada com uma chuva constante e uniformemente distribuída pela bacia nas mesmas condições de intensidade de chuva e tempo de concentração definidos para o método racional. Os gráficos observados nas figuras Figura 5-10, Figura 5-11, Figura 5-12, Figura 5-13 mostram os resultados obtidos no PCSWMM.

Tabela 5-3: Vazões de saída pelo método racional para TR de 10 anos

<b>TR 10 ANOS</b>	<b>SB 1</b>	<b>SB 2</b>	<b>SB 3</b>	<b>SB 4</b>
<b>Intensidade (L/s.ha)</b>	345,32	199,86	376,22	171,79
<b>Área (ha)</b>	30,14	74,18	29,28	268,48
<b>C</b>	0,67	0,65	0,72	0,70
<b>Vazão (L/s)</b>	6.934,08	9.689,55	7.961,19	32.188,42
<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s)</b>	6,934	9,690	7,961	32,188

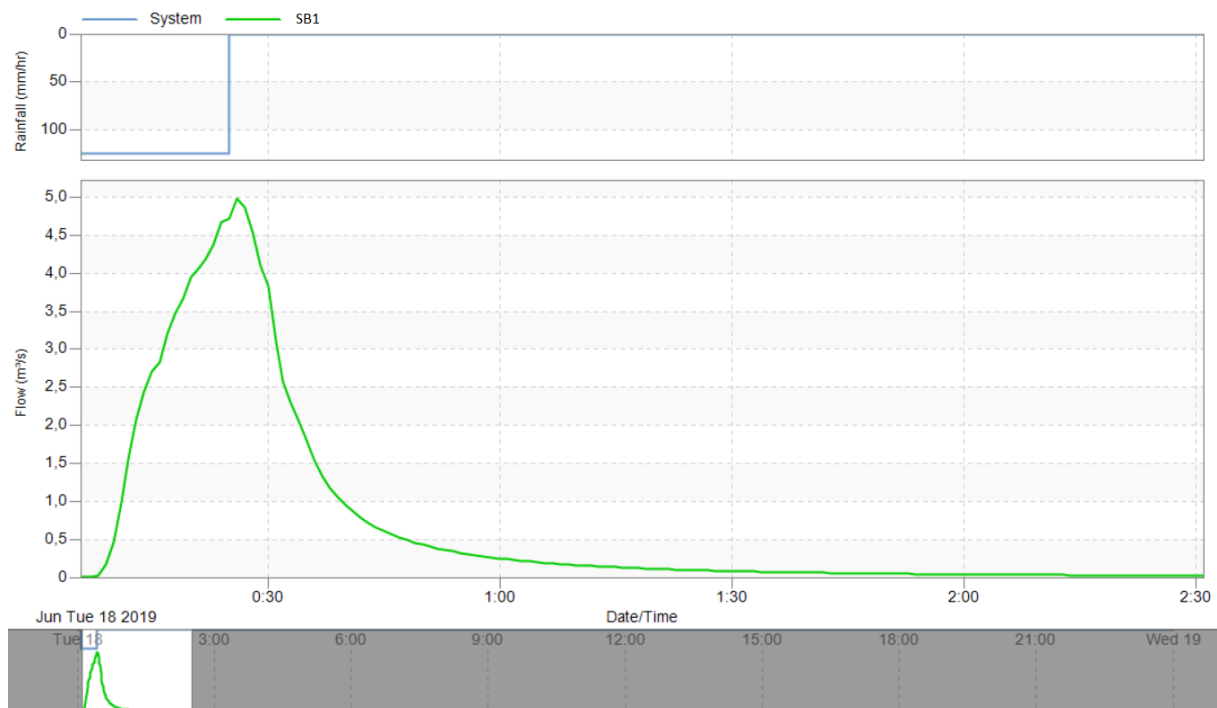


Figura 5-10: Vazão de saída para a SB1 obtida pelo método SCS para mesma chuva definida no método racional.

As sub-bacias 1 e 3 apresentam as menores áreas de contribuição, respectivamente 30,14 ha e 29,28 ha, o que justifica as menores vazões de saída obtidas tanto pelo método racional assim como pela modelagem SWMM. Pela Figura 5-10 pode-se perceber o comportamento da SB1 e a sua vazão de pico de  $5\text{m}^3/\text{s}$ . Comparando-se as duas vazões,  $6,93\text{m}^3/\text{s}$  pelo método racional, e  $5\text{m}^3/\text{s}$  pelo método do SCS, utilizado na modelagem SWMM, nota-se uma variação de 28% no pico de vazões.



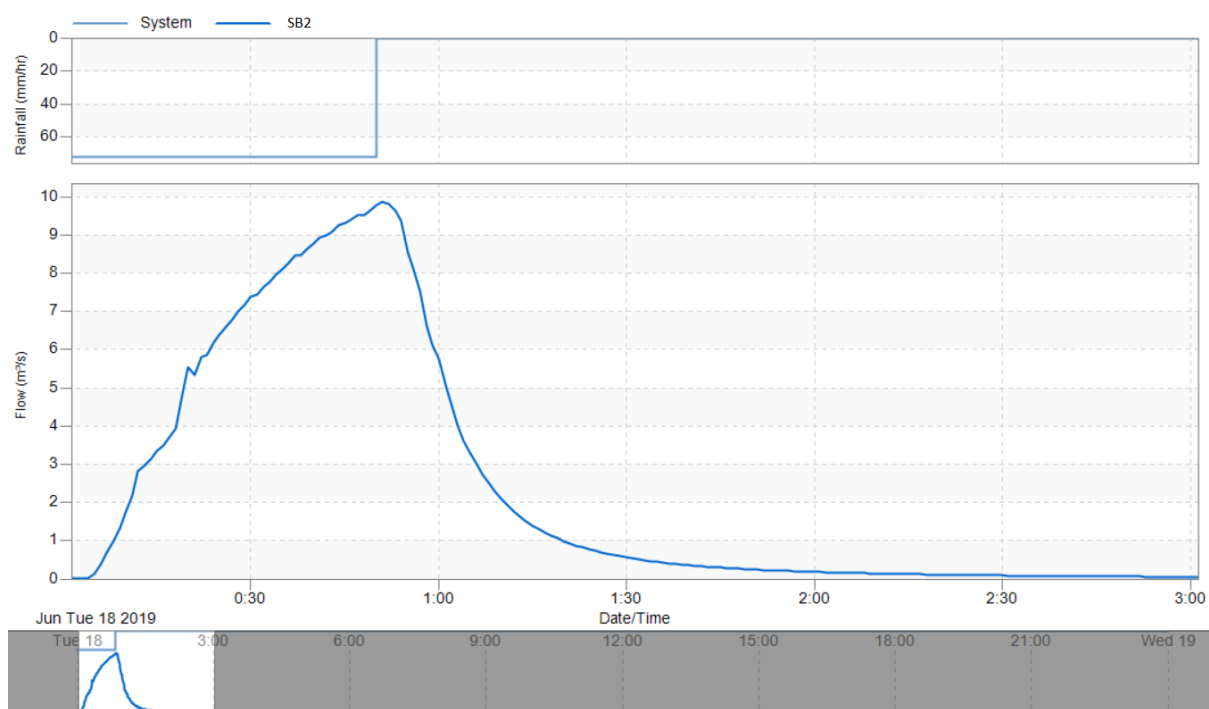


Figura 5-11: Vazão de saída para a SB2 obtida pelo método SCS para mesma chuva definida no método racional.

As sub-bacias 2 e 4, apresentaram as maiores áreas de contribuição, respectivamente 74,18 ha e 268,48 ha, e, conseqüentemente, as maiores vazões de saída tanto pelo método racional (9,69 m<sup>3</sup>/s e 32,19 m<sup>3</sup>/s, respectivamente) quanto pela modelagem SWMM, como era esperado. A Figura 5-11 mostra o comportamento da SB2, com pico de vazão de 9,87 m<sup>3</sup>/s. Comparando-se as duas vazões obtidas, nota-se como o método do SCS como modelo de infiltração aplicado para PCSWMM apresentou resultados similares ao do método racional. Tal resultado pode ser explicado devido ao aumento do tempo de concentração e diminuição da intensidade da chuva em relação aos da SB1, uma vez que SB2 possuir maior extensão que SB1.

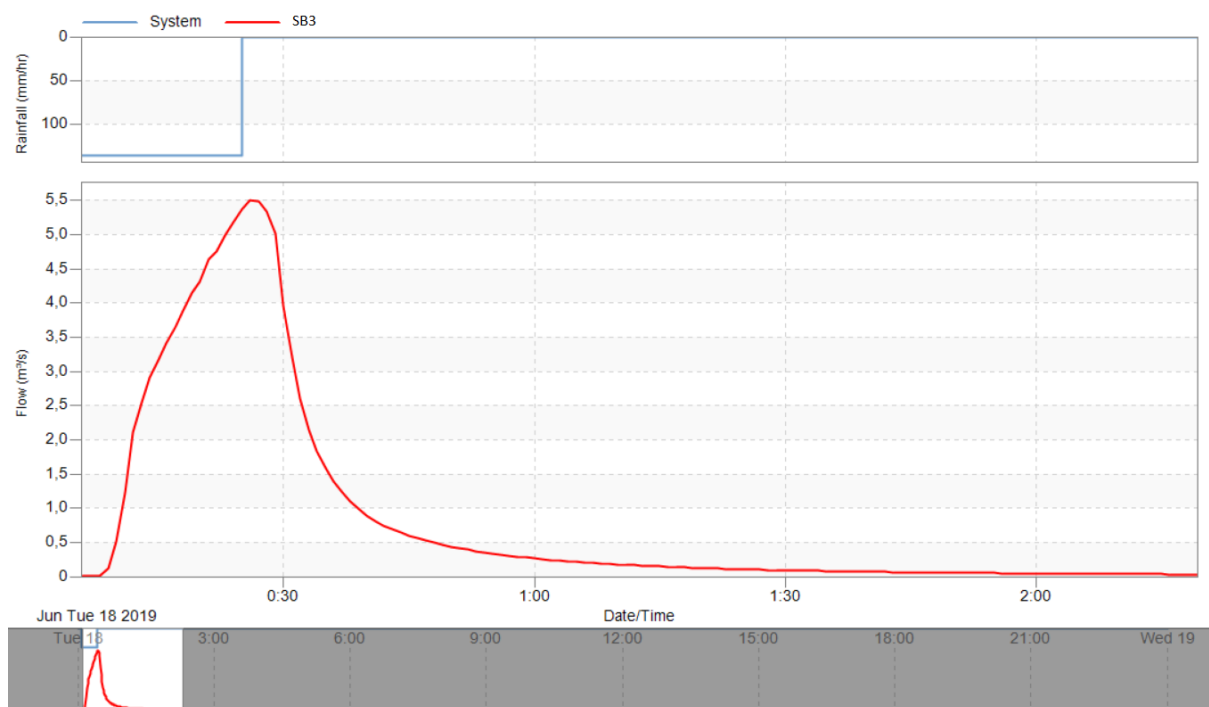


Figura 5-12: Vazão de saída para a SB3 obtida pelo método SCS para mesma chuva definida no método racional.

Assim como para SB1, SB3 apresentou uma menor vazão de pico para o método SCS, de 5,59 m<sup>3</sup>/s (Figura 5-12), que para o método racional, de 7,96 m<sup>3</sup>/s, uma variação de 29%. Portanto, pode-se concluir, que para menores tempos de concentração e consequentemente maiores intensidades, o método racional em relação ao método do SCS, na determinação da vazão de pico de uma bacia, tende a superdimensioná-las como observado para a SB1 e SB3. Já para a SB2, com maior tempo de concentração e menor intensidade de chuva, apresentou uma melhor distribuição dessa chuva ao longo da bacia, aproximando os resultados apresentados para ambos os métodos.

Já para a sub-bacia 4, cuja área é tal que o método racional já não é mais recomendado (até 100 ha, segundo o manual de drenagem da Adasa), obteve-se a maior vazão de saída (32,19 m<sup>3</sup>/s). Pela modelagem essa vazão também ficou limitada pela geometria do conduto, no valor 18,30 m<sup>3</sup>/s. Como observa-se pela Figura 5-13, o tempo no qual a vazão ficou estagnada nesse valor é superior a 30 minutos, desta forma, caso não houvesse o limitante da geometria do conduto, a vazão seria ainda maior, podendo, provavelmente, ultrapassar o valor de 32,19 m<sup>3</sup>/s obtidos pelo método racional. Desta forma, para áreas maiores o método racional tende a subdimensionar as vazões de pico em uma bacia.

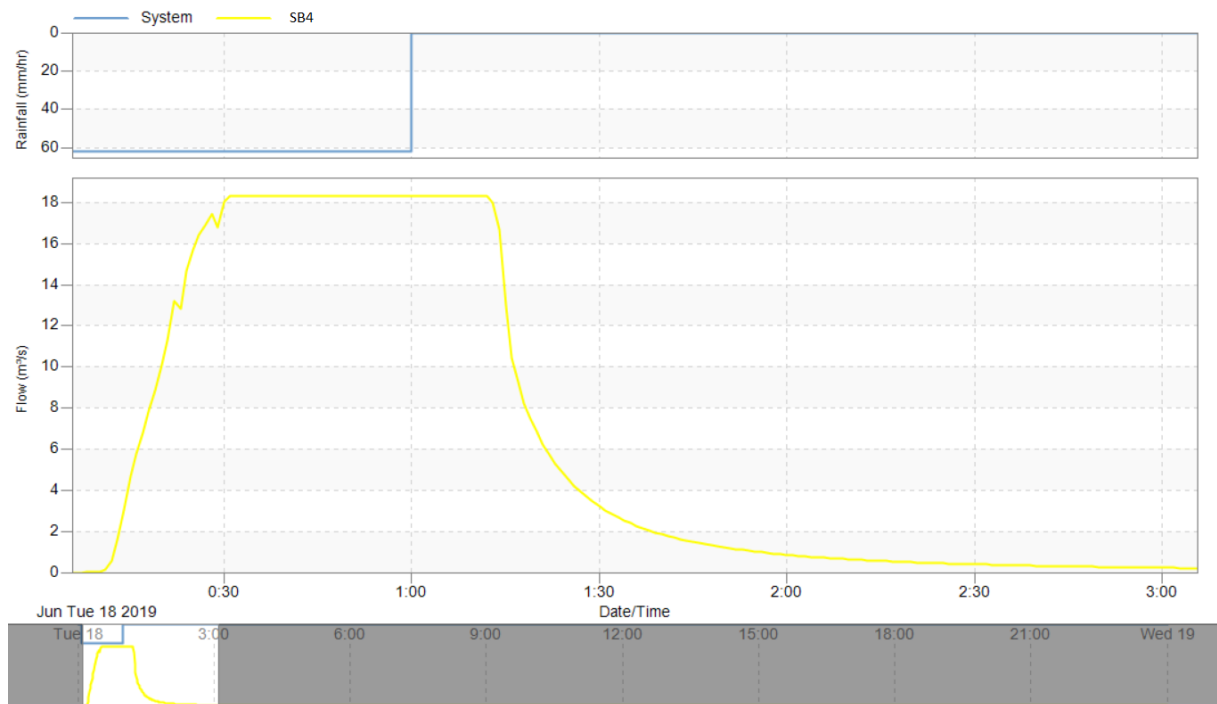


Figura 5-13: Vazão de saída para a SB4 obtida pelo método SCS para mesma chuva definida no método racional.

### 5.3 CANAL EXISTENTE

Pelo histórico da drenagem de Santa Maria, um primeiro canal foi implantado anteriormente à microdrenagem urbana, para receber as águas de escoamento superficial a montante devido a urbanização da região. Posteriormente, foi aprimorado para receber as contribuições advindas da microdrenagem implantada, além de buscar conter uma grande erosão que se formava devido ao escoamento de água de água superficial e o seu acúmulo à jusante (NOVACAP).

Para melhor entender o canal à jusante do sistema, tentou-se simulá-lo da melhor maneira possível por meio do PCSWMM, uma vez que o *Software* não permite inserir um objeto contínuo que representasse o canal em sua completude. Desta forma, adequaram-se PVs, que possuiriam altimetrias específicas de determinadas seções do canal e condutos de seção aberta, que possuiriam as dimensões da seção transversal do canal e as variações ao longo de sua extensão, ambas informações obtidas por meio dos dados de cadastro da NOVACAP. Após realizada a simulação, gerou-se o perfil da Figura 5-14 para analisar o comportamento do canal.

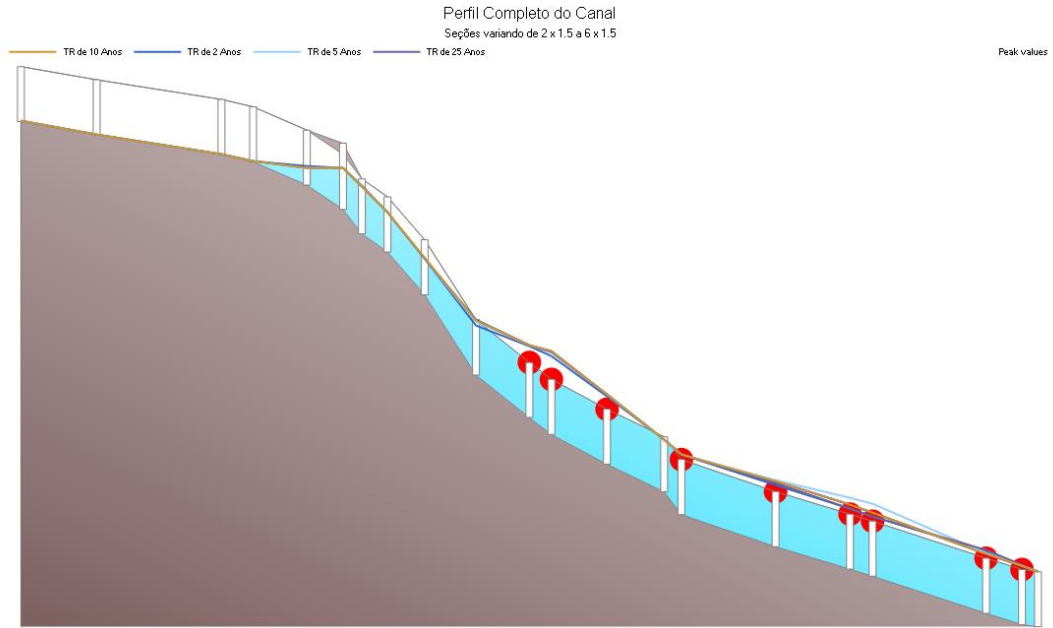


Figura 5-14: Perfil do canal de macrodrenagem e representação das linhas piezométricas para os TRs de 2, 5, 10 e 25 anos

Os primeiros trechos do canal neste projeto não receberam contribuição porque a rede de microdrenagem só lança sua primeira contribuição ao canal após 690 m de sua extensão. Assim, a contribuição para este trecho inicial seria somente do escoamento superficial das áreas adjacentes, que constituem área gramada, portanto, foram desconsideradas para esta situação de projeto.

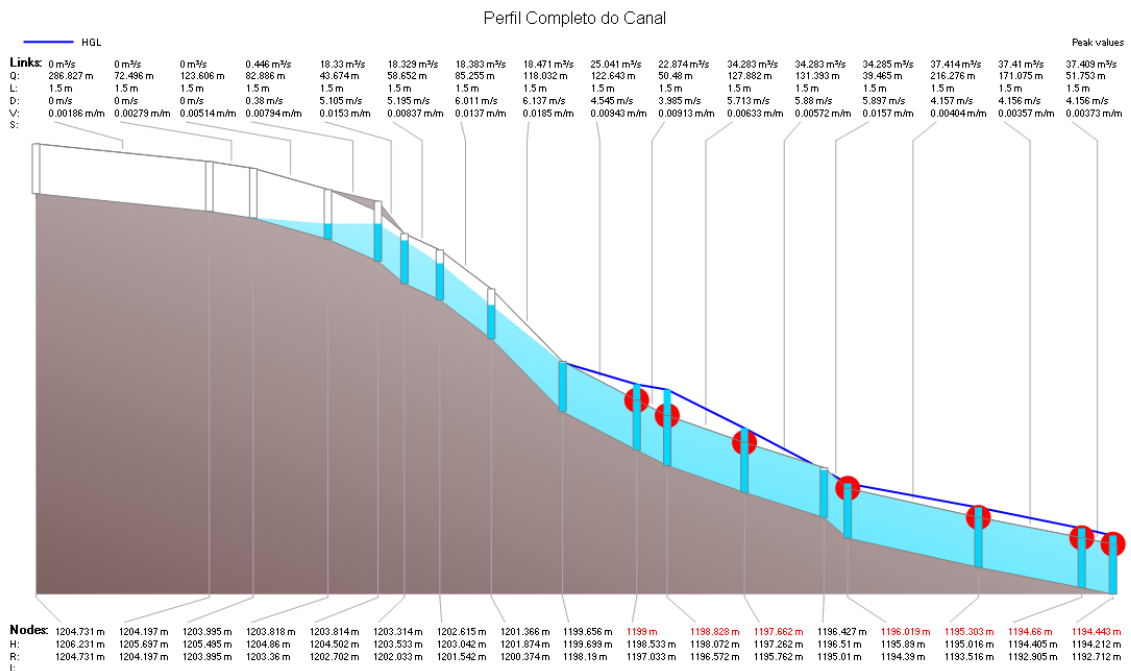


Figura 5-15: Perfil do canal de macrodrenagem à jusante do sistema para TR de 10 anos

Ao observar a Figura 5-15 nota-se que para os primeiros trechos, a partir do início da contribuição da microdrenagem, o canal se comporta sem extravasamentos, onde a linha piezométrica permanece abaixo da altura limite do canal. Não se deve esquecer o fato de que a vazão da primeira entrada chega limitada a  $18,30 \text{ m}^3/\text{s}$ , conforme constatado pela Figura 5-9 do item 4.2.1, o que permite concluir que se a real vazão fosse lançada no canal, ele já estaria sujeito à sobrecarga de sua capacidade. A partir do momento em que as próximas contribuições passam a agir, verifica-se a elevação da linha piezométrica em relação a altura máxima do canal, representando a capacidade máximo atingida e o transbordamento da água pluvial conduzida e, portanto, a perda da eficiência e efetividade do canal para a macrodrenagem.

A Figura 5-16 permite inferir que a altura máxima de 1,5 metros do canal foi atingida e que a vazão de pico é limitada em  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  durante 30 minutos de ocorrência do evento pluvial, atestando comprometimento da sua funcionalidade.

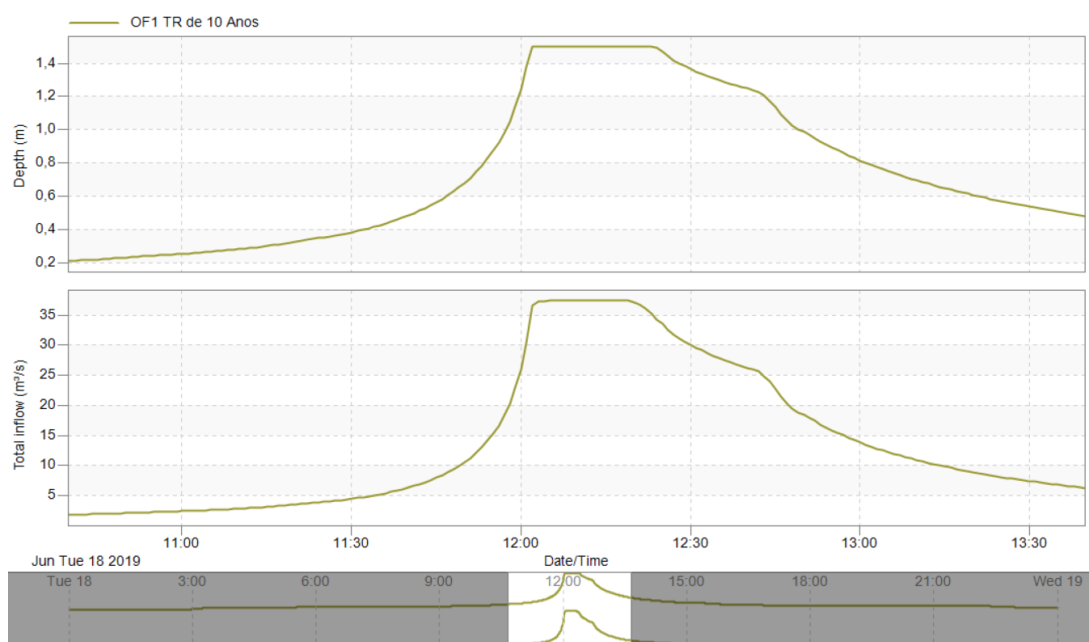


Figura 5-16: Representação da máxima profundidade e a máxima vazão atingidas pelo canal

## 5.4 BACIA DE DETENÇÃO

Para determinação do volume da bacia primeiro delimitou-se a área de contribuição que corresponderá à área drenada para o ponto 9, pertencente à sub-bacia 2. Neste projeto considerou-se somente a região a montante do ponto 9, desconsiderada a área de contribuição a montante do que corresponderia à bacia atendida pelo ponto 7, de acordo com a Figura 5-17 e a Tabela 5-4.

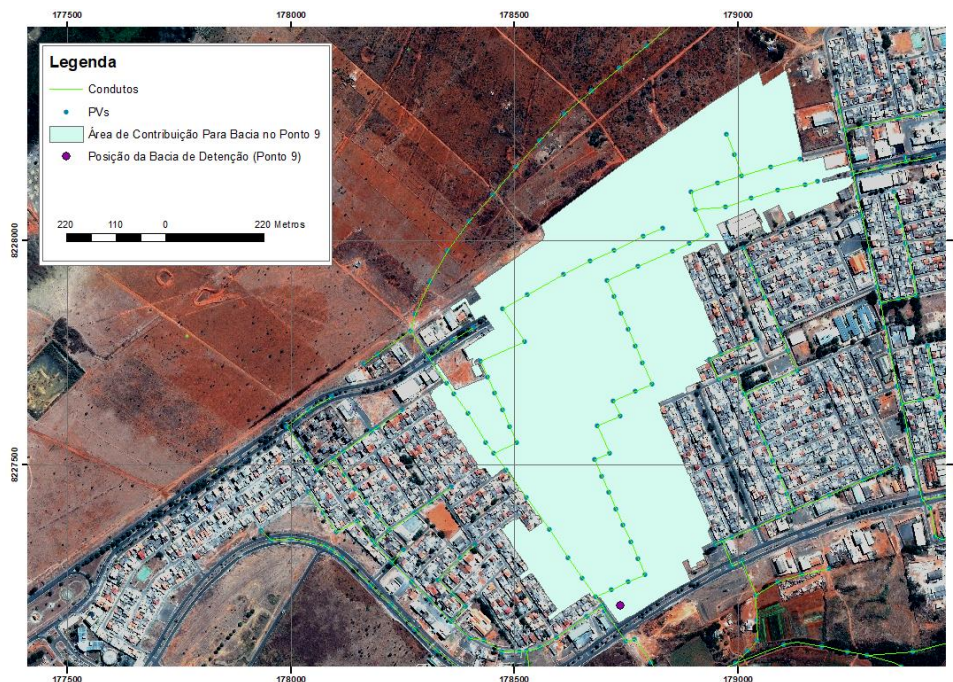


Figura 5-17: Área de contribuição para a bacia locada no ponto 9

Tabela 5-4: Valores para Área e Coeficientes para estimativa pela fórmula do volume da Adasa

<b>USO E OCUPAÇÃO</b>	<b>ÁREA (ha)</b>	<b>C</b>
<b>Vegetação em Boas Condições</b>	3,31	0,15
<b>Cobertura Vegetal Ruim</b>	6,21	0,30
<b>Terreno em Más Condições</b>	4,22	0,50
<b>Zonas Residenciais</b>	15,57	0,70
<b>Zonas Comerciais</b>	5,67	0,80
<b>Vias Pavimentadas e Calçadas</b>	14,94	0,90
<b><i>TOTAL</i></b>	<b><i>49,92</i></b>	<b><i>0,67</i></b>

Aplicou-se a fórmula da Adasa para se obter um volume estimado inicial e calculou-se o diâmetro do orifício de saída para que a vazão fosse limitada em 24,4 L/s.ha. A Tabela 5-5 apresenta os resultados obtidos, em que, pela fórmula da Adasa, o volume deveria ser de 15.690 m<sup>3</sup> e o diâmetro de saída em que a vazão fosse limitada a 1,22 m<sup>3</sup>/s seria de 0,5 metros. Para atender a esse volume, dado que a área disponível é estimada em 0,59 ha (5.900 m<sup>2</sup>) optou-se por uma bacia com dimensões de 50 m x 60 m de área de base (3.000 m<sup>2</sup>) e uma altura de 5 metros, estipulou-se um vertedor de largura da soleira de 10 metros e altura da face de 0,5 metros. A lâmina máxima d'água é limitada a 4,5 metros de profundidade para que o vertedor, em tese, não entre em funcionamento. As figuras Figura 5-18 e Figura 5-19 representam as dimensões do orifício de saída e do vertedor.

Tabela 5-5: Dados de pré-dimensionamento da bacia de detenção

<b>Vazão Adasa (l/sha)</b>	24,4
<b>Volume (Adasa) (m<sup>3</sup>)</b>	15.690,90
<b>Altura Máxima da Lâmina d'água (m)</b>	4,50
<b>Vazão Limite (m<sup>3</sup>/s)</b>	1,22
<b>Volume de Armazenamento Adotado (m<sup>3</sup>)</b>	13.500
<b>Diâmetro de Saída Estimado (m)</b>	0,50

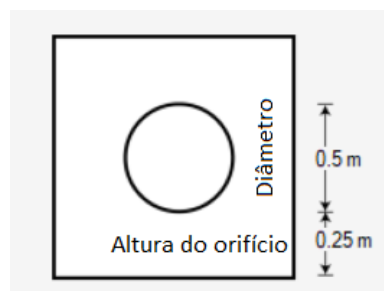


Figura 5-18: Dimensões do orifício de saída da bacia de detenção

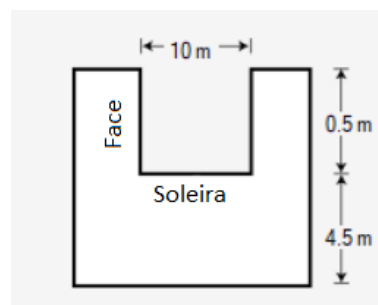


Figura 5-19: dimensões do vertedor da bacia de detenção

Pode-se fazer ainda, pelo *Software* PCSWMM, a estimativa de qual volume seria necessário na bacia de detenção, para que a sua vazão de saída fosse limitada pelos 1,22 m<sup>3</sup>/s de pré desenvolvimento definidos pela área de contribuição, delimitada na Figura 5-17. O Software delimita a área do gráfico da Figura 5-20, entre a vazão de pico e a vazão de saída, para estimar tal volume de detenção. Como a área de contribuição delimitada neste gráfico obtido pelo PCSWMM é toda a SB 2 (Figura 4-15) o valor obtido de volume de detenção (30.798,63 m<sup>3</sup>) é bem maior que aquele pré definido na Tabela 5-5 anteriormente.

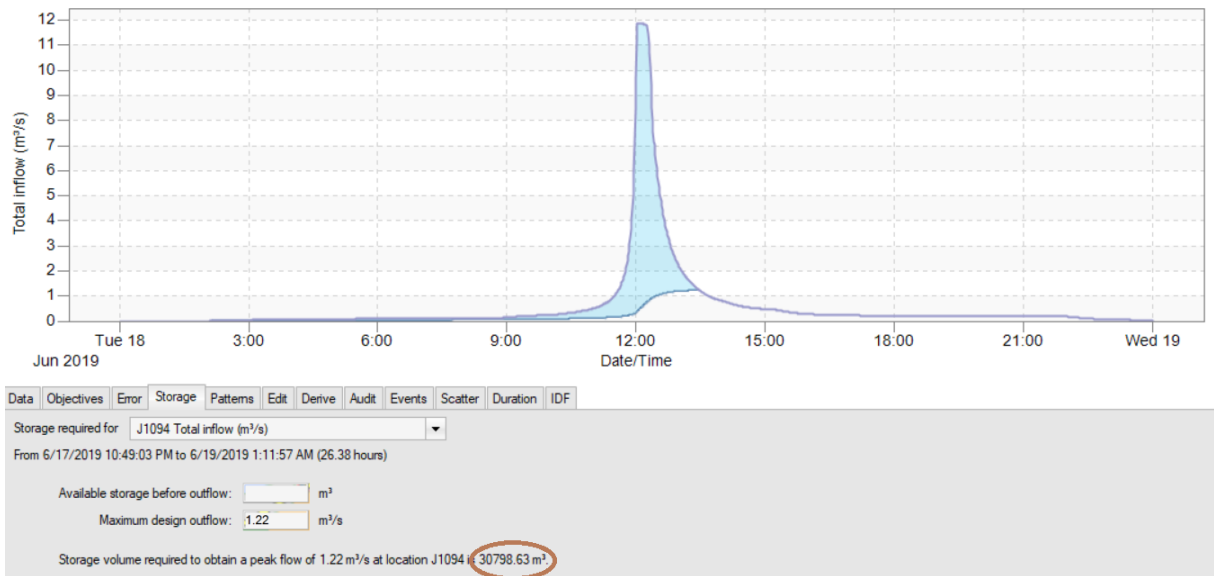


Figura 5-20: Volume estimado pelo PCSWMM para a bacia de retenção no ponto 9.

Tal valor, no entanto, encontra-se coerente porque considerando que haverá a possibilidade de conter o volume no ponto 7 (a montante do ponto 9) com outra bacia de retenção, o pico de vazão que chegará à bacia no ponto 9 será inferior ao definido pelo gráfico da Figura 5-20. A sub-bacia 2 tem 74,18 ha e a área de contribuição referente a bacia de retenção do ponto 9 é de 49,92 ha, restam em torno de 24 ha de área de contribuição a montante que podem ter sua vazão de pico amortecida por uma bacia no ponto 7.

Limitando-se a vazão de saída para a bacia localizada no ponto 7 nos mesmos 24,4 L/s.ha, tem-se uma vazão de 0,59 m³/s. A estimativa de volume da bacia de retenção para que a vazão de saída seja limitada nesse valor, de acordo com a Figura 5-21, é de 7.984,45 m³. Desta forma, considerando ainda que à montante do ponto 9 pode-se inserir uma bacia, que teria também sua vazão de saída limitada pela vazão de pré-desenvolvimento da Adasa, pode-se gerar um abatimento do volume necessário na bacia a jusante.



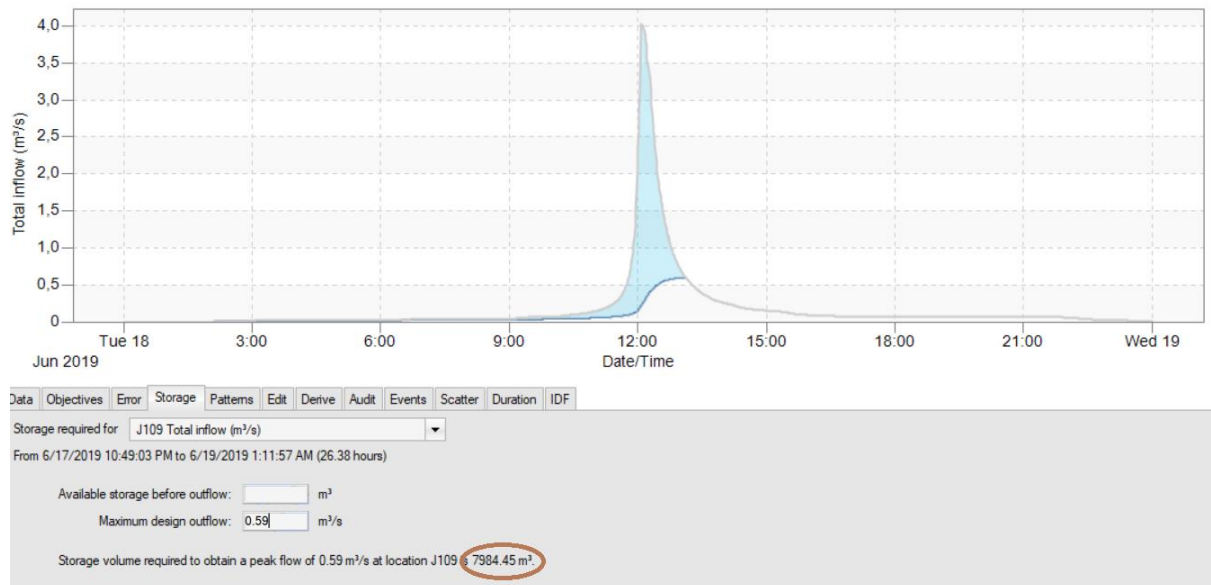


Figura 5-21: : Volume estimado pelo PCSWMM para a bacia de detenção no ponto 7.

As simulações foram feitas a partir do volume adotado, limitado pela área disponível, mesmo estando abaixo dos recomendados tanto pela fórmula da Adasa quanto pelo PCSWMM. Portanto, será avaliado como essa medida adotada impacta a vazão de saída e consequentemente, a vazão de entrada no canal.

#### 5.4.1 Resultados com a Bacia de Detenção no PCSWMM

Para a situação de simulação obtiveram-se os seguintes resultados. A Figura 5-22 apresenta a vazão máxima de entrada na bacia, em torno de 12,44 m<sup>3</sup>/s, vazão próxima àquela de saída da sub-bacia 2, na Figura 5-9, como esperado, uma vez que representam trechos próximos de análise com as mesmas áreas de contribuição. Observa-se, também, como a altura da lâmina d'água ficou limitada a 4,85 metros, enquanto a água vertia. Dito isso, percebe-se que, mesmo com um volume útil de 13.500 m<sup>3</sup>, não foi possível conter a onda de cheia sem que a bacia vertesse água. Atualmente, os novos projetos de drenagem urbana que contem com bacias de detenção, não devem permitir que a bacia verta água para chuva de projeto com tempo de retorno de 10 anos.

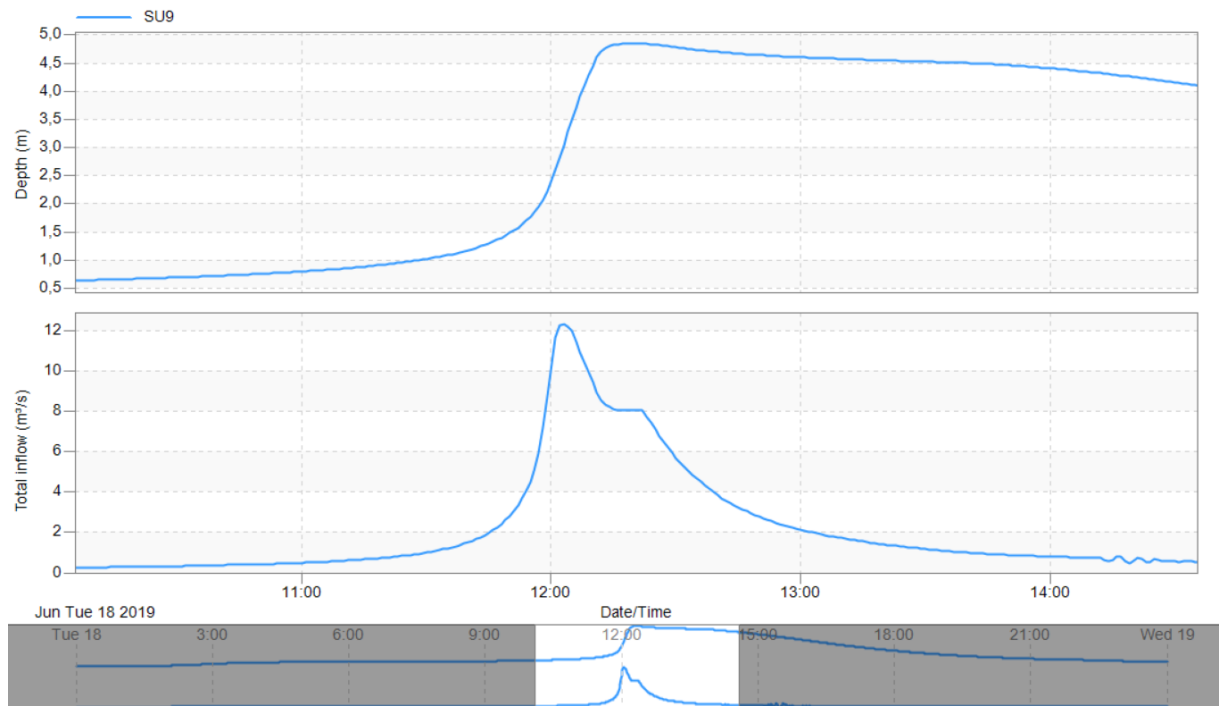


Figura 5-22: Altura da lâmina d'água na bacia de detenção e sua vazão de saída

A Figura 5-23 representa o orifício de saída inferior, com diâmetro de 500 mm, observa-se que sua vazão atinge seu máximo de  $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ , como definido anteriormente e a profundidade máxima de operação, de 500 mm, limitado pela sua geometria, como era previsto.

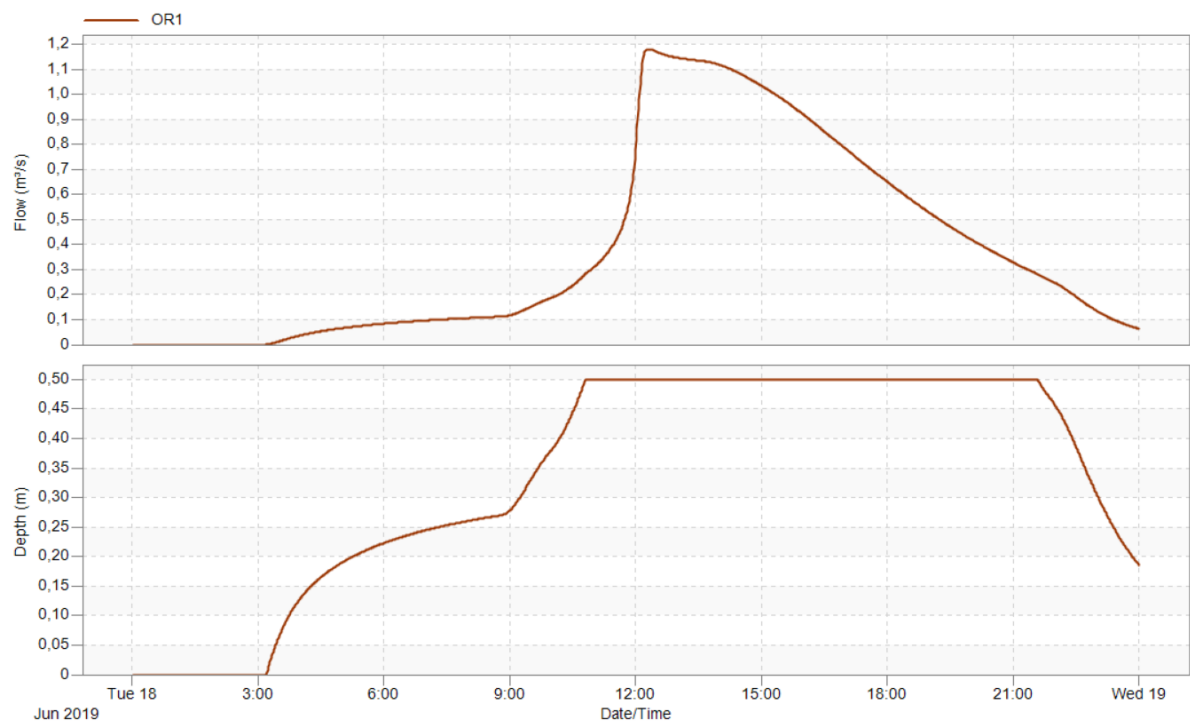


Figura 5-23: Vazão de saída e altura da lâmina d'água do orifício

A Figura 5-24 representa o vertedor da bacia, apresentando uma vazão de saída de pico de  $6,86 \text{ m}^3/\text{s}$  e uma profundidade de 4 metros até sua soleira mais 0,35 metros de lâmina d'água acima da soleira. Somando-se as vazões de saída do orifício e do vertedor obtém-se  $8,1 \text{ m}^3/\text{s}$ , vazão que seguirá até a chegada da tubulação no canal.

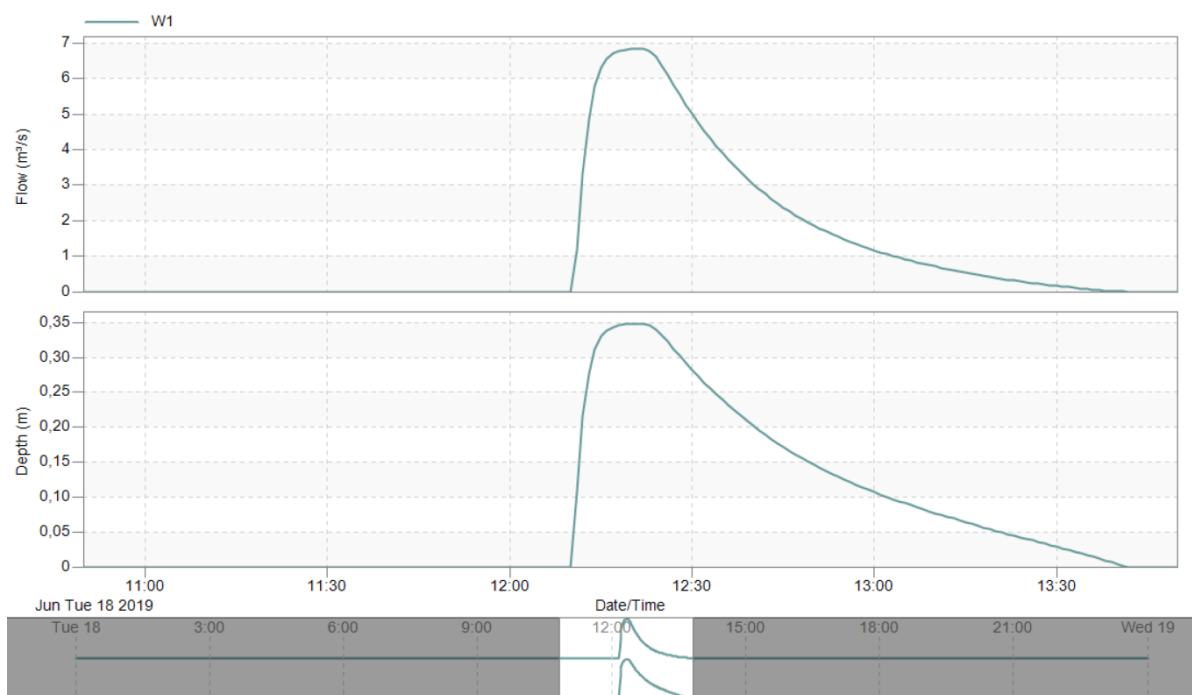


Figura 5-24: Vazão de saída e altura da lâmina d'água do vertedor

A partir dos resultados obtidos pode-se comparar com o valor de vazão estabelecido no gráfico da Figura 5-9 para SB 2 ( $11,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ), com o gráfico da Figura 5-25, que representa a vazão lançada após o amortecimento pela bacia de detenção. Como constatado anteriormente, a vazão de  $11,5 \text{ m}^3/\text{s}$  encontrada é limitada pela geometria do conduto, o qual trabalha afogado, portanto, conforme visto na Figura 5-25, há uma diminuição da vazão de operação do conduto, para  $8,1 \text{ m}^3/\text{s}$ , que não se encontra mais em regime de conduto forçado. Desta forma, nota-se que mesmo ainda vertendo, a bacia proporcionou um amortecimento de vazões em torno de 30% a jusante do sistema e um retardo do tempo de pico do hidrograma analisado.

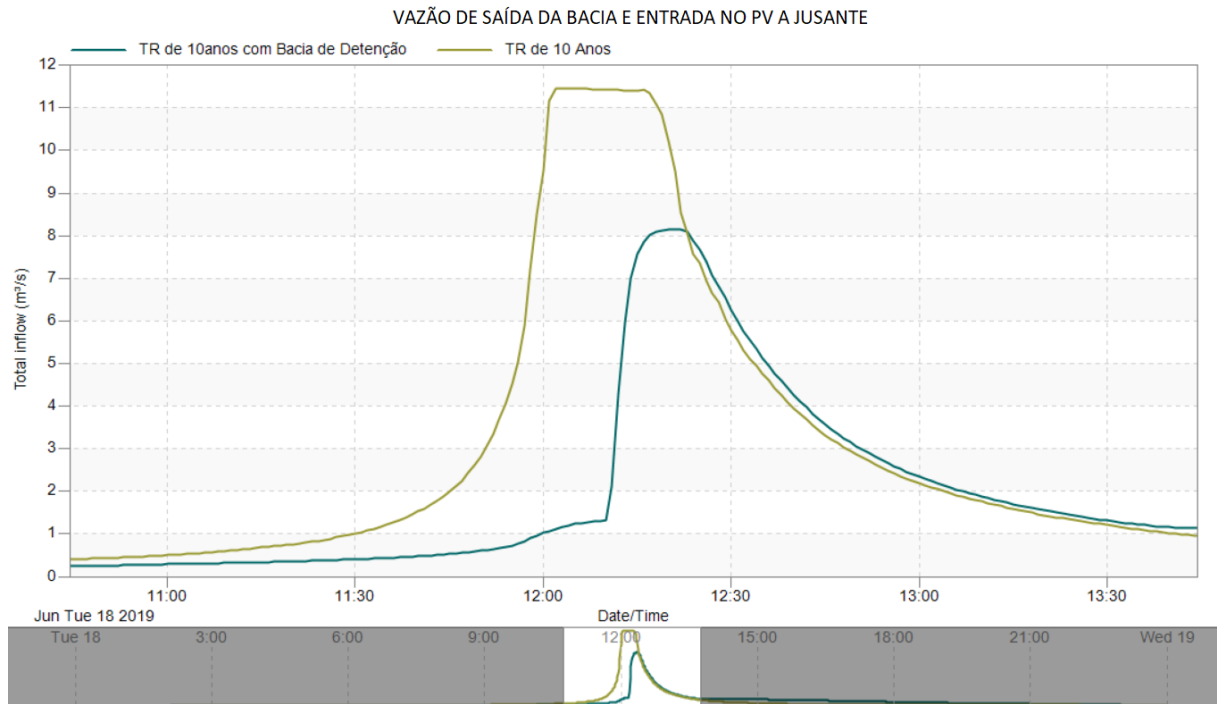


Figura 5-25: Vazão de reentrada no sistema após amortecimento dado pela bacia

Deve-se, então, buscar associar outras medidas a montante para que as vazões e volumes d'água que chegam à bacia sejam menores, permitindo que elas não vertam água para a chuva de projeto.

## 5.5 VALA DE INFILTRAÇÃO

A bacia foi modelada a jusante de forma a avaliar a melhoria que ela poderia trazer. Como visto anteriormente, com os resultados obtidos, quando a bacia é aplicada como única medida, ela não é suficiente para atenuar o pico de propagação da onda de cheia de forma satisfatória. Deve-se, portanto, buscar atenuar à montante a propagação de cheias ao longo das redes por meio de controle na fonte. Foi adotado o dimensionamento pelo PCSWMM de duas valas de infiltração, uma ao lado da outra, em um dos pontos que foram estabelecidos pelo PDDU (ponto 4), regiões de cabeceira da rede e a montante do sistema implantado, dada pela Figura 5-26.



Figura 5-26: Localização das valas de infiltração e suas áreas de contribuição

Foram definidas as áreas de contribuição para cada vala de infiltração, a área 1, de 9,14 ha, será destinada à vala 1 e a área 2, com 8,32 ha, à vala 2, além disso, o CN médio para cada área é de 82,65 e 78,76, respectivamente. A verificação da vala será feita para chuvas de projeto de TR 2 e 10 anos e duração 24 horas. Para definição dos parâmetros de entrada no PCSWMM a única camada a se caracterizar para a vala de infiltração é sua camada superficial, que possui atributos de coeficiente de rugosidade, altura da borda, fração vegetada, inclinação e fator de inclinação da borda, adotados conforme Tabela 5-6. As áreas superficiais atribuídas para cada vala de infiltração corresponderiam a toda a área delimitada escolhida, respectivamente, de 0,58 ha e 0,62 ha.

Tabela 5-6: Dados de entrada para simulação de valas de infiltração

CAMADA	PARÂMETRO	VALOR ADOTADO
SUPERFÍCIE	Altura da Borda (mm)	1.000
	Fração Vegetada (%)	0
	Coeficiente de Rugosidade (Número de Manning)	0,025
	Inclinação (%)	1
	Inclinação do Talude	1:3

Observa-se no gráfico da Figura 5-27, como a vala de infiltração 1 contribuiu para a diminuição do pico de vazão de 1,529 m<sup>3</sup>/s para 0,739 m<sup>3</sup>/s, uma redução de cerca de 52% no

pico também gerando um retardo no tempo de pico do hidrograma. O gráfico da Figura 5-28 representa como a vala de infiltração 2 contribuiu para a diminuição do pico de vazão de 1,386 m<sup>3</sup>/s para 0,678 m<sup>3</sup>/s, uma redução de cerca de 51% no pico, havendo, também, o retardo no tempo de pico do hidrograma.

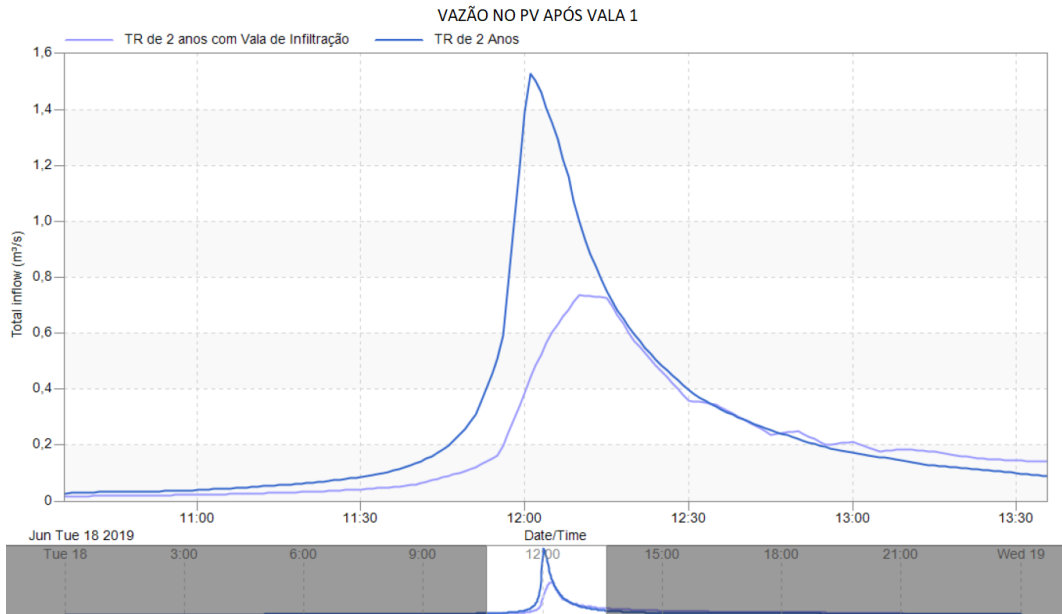


Figura 5-27: Comparação das vazões com e sem vala de infiltração para o mesmo ponto de entrada de vazões na rede para TR de 2 anos

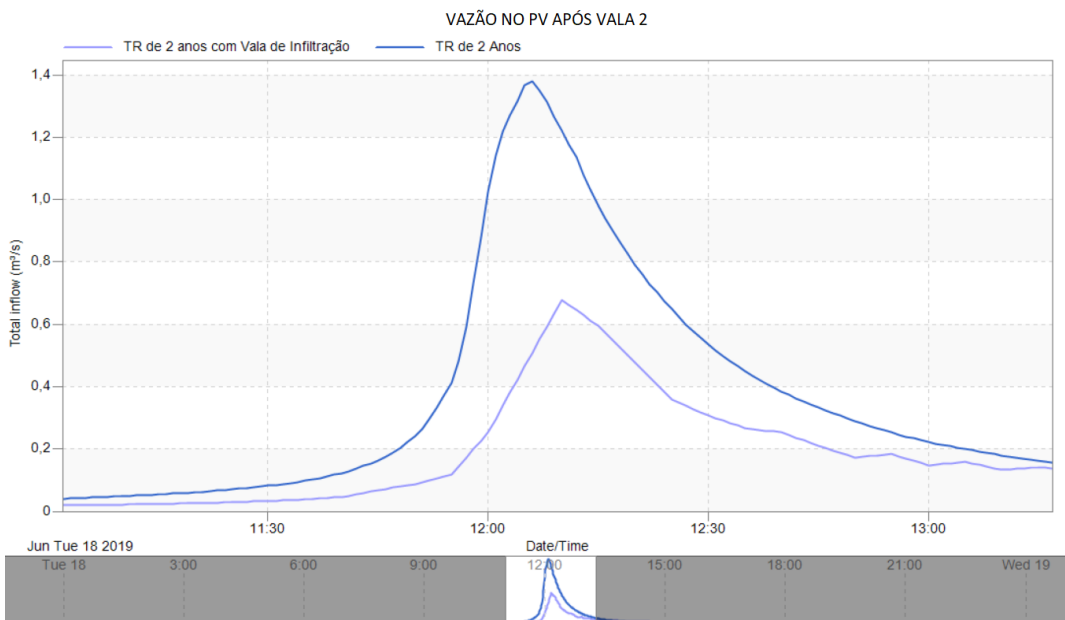


Figura 5-28: Comparação das vazões com e sem vala de infiltração para o mesmo ponto de entrada de vazões na rede para TR de 2 anos

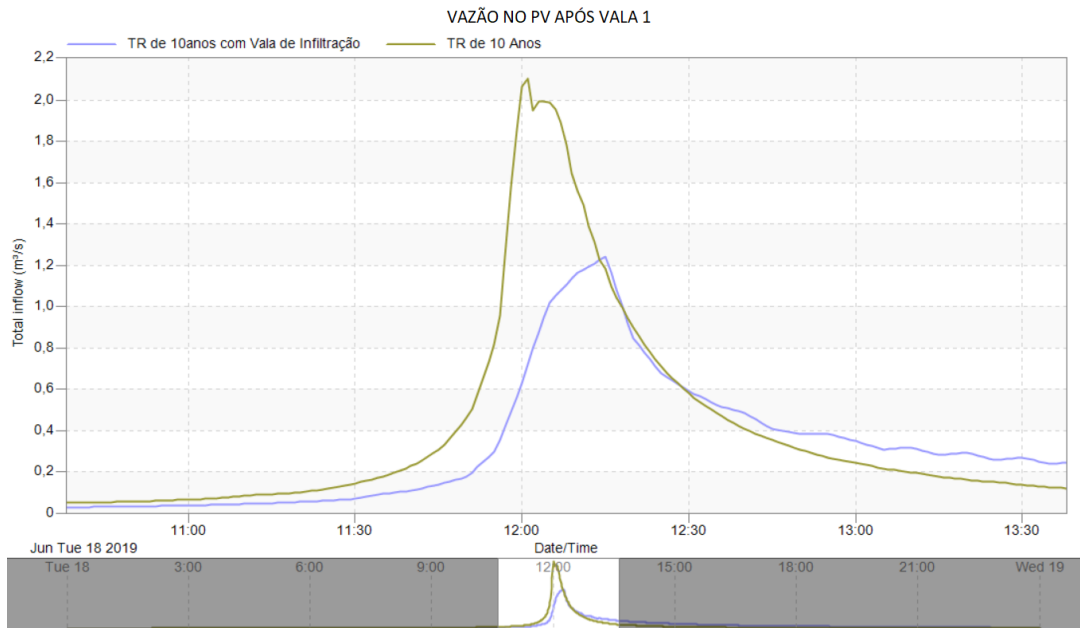


Figura 5-29: Comparação das vazões com e sem vala de infiltração para o mesmo ponto de entrada de vazões na rede para TR de 10 anos

Já nos gráficos da Figura 5-29, referentes à chuva de projeto de 10 anos, observa-se como a vala de infiltração 1 contribuiu para a diminuição do pico de vazão de  $2,114 \text{ m}^3/\text{s}$  para  $1,243 \text{ m}^3/\text{s}$ , uma redução de cerca de 41% no pico e gerou um retardo no tempo de pico do hidrograma. O gráfico da Figura 5-30 representa como a vala de infiltração 2 contribuiu para a diminuição do pico de vazão de  $2,188 \text{ m}^3/\text{s}$  para  $1,448 \text{ m}^3/\text{s}$ , uma redução de cerca de 34% no pico, havendo, também, o retardo no tempo de pico do hidrograma.

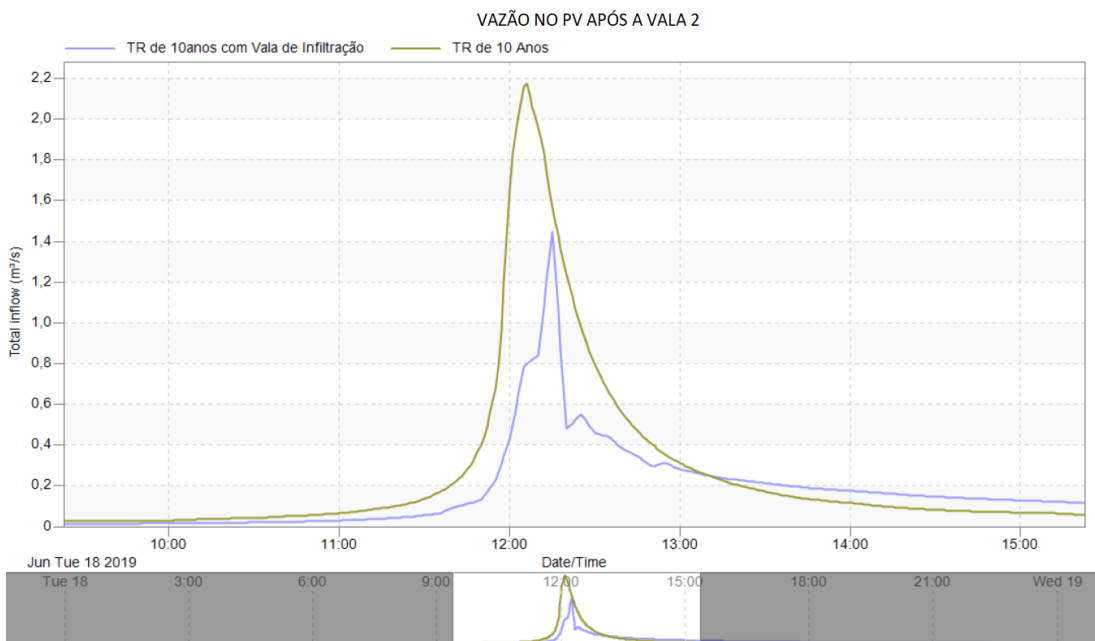


Figura 5-30: Comparação das vazões com e sem vala de infiltração para o mesmo ponto de entrada de vazões na rede para TR de 10 anos

A Tabela 5-7 resume os valores encontrados nos gráficos acima. Nota-se que para o aumento do tempo de retorno da chuva de projeto as valas tendem a perder sua eficiência do amortecimento das ondas de cheia. No entanto, ainda se mostram bastante eficientes na redução da vazão lançada ao sistema de drenagem a jusante.

Tabela 5-7: Resumo do impacto das valas de infiltração a montante

		TR 2 ANOS		TR 10 ANOS	
		Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Redução (%)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Redução (%)
SEM	VALA 1	1,529	52	2,114	41
COM		0,739		1,243	
SEM	VALA 2	1,386	51	2,188	34
COM		0,678		1,448	

Portanto, as valas de infiltração associadas às bacias de retenção em pontos estratégicos do sistema, como os já propostos pelo PDDU além de possíveis outros pontos, podem trazer alívio do mesmo à jusante, melhorando, também, as condições de operação do canal, o qual atualmente encontra-se operando acima de sua capacidade.



## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Em um primeiro momento, para entender os fatores causadores de falhas no sistema de drenagem, foram feitas visitas à Região Administrativa de Santa Maria. Constatou-se que as falhas podem ser causadas pela obstrução na captação da água superficial pelos sistemas de drenagem para sua correta condução, como bocas de lobo entupidas, meio fio danificados e malcuidados, avanços dos loteamentos alterando os escoamentos pelas sarjetas. Tais fatores causam perda da eficiência do sistema e o aumento de alagamentos na região.

Verificou-se, também, a inexistência de sistema de drenagem em grandes trechos e em muitos arruamentos, em que consta somente o escoamento superficial pelas ruas e sarjetas. Isso acaba gerando uma sobrecarga na drenagem rodoviária prevista pelas sarjetas e é, também, um causador de alagamentos na região. Notou-se, ainda, muitos problemas nas cabeceiras das redes, cujas contribuições iniciais desses ramos são elevadas e possuem tubulações começando em diâmetros de 400 mm, mínimo admitido na época da execução destes projetos. Atualmente o mínimo admitido para tubulações de drenagem urbana são 600 mm de diâmetro, segundo Termo de Referência da NOVACAP (2012).

Desta forma, soluções para conter e armazenar a água a montante, limitando sua vazão de saída no tempo, mostram-se as melhores medidas para contornar os problemas enfrentados na área de Estudo de Santa Maria. Conforme pôde-se concluir pelas simulações feitas com valas de infiltração a montante, há uma redução no pico da vazão de entrada no sistema de até 52%, promovendo, além disso, uma melhor distribuição temporal dessas vazões, atenuando o hidrograma de saída para o sistema. No entanto, para uma melhora significativa no sistema como um todo, deve-se buscar mais pontos, além daqueles definidos pelo PDDU, destinadas a receber essas intervenções, para que elas possam ser adotadas em maiores quantidades e espalhadas ao longo de toda a bacia.

Além da medida adotada a montante, podem ser associadas a ela as bacias de retenção a jusante, de forma a buscar conter as vazões de lançamento final. Para o caso específico desta área de estudo em Santa Maria, as vazões devem ser contidas de forma a não sobrecarregarem o canal existente a jusante, que já trabalha em sua capacidade máxima para todas as chuvas de projeto simuladas.

A simulação da bacia de retenção no ponto 9 resultou em uma redução de pico de vazão em 30% e retardo no tempo de pico do seu hidrograma de saída. Para seu pré-dimensionamento definiu-se toda área disponível no ponto 9 como área superficial admissível

para ela, no entanto, a limitação do espaço reduziu também o volume útil final de forma que a bacia não se mostrou suficiente para conter o volume de água sem que o vertedor entrasse em operação, conforme recomenda-se para um TR de 10 anos. Associada à uma bacia de detenção no ponto 7, a montante, parte do escoamento gerado poderia ser contido e seu hidrograma amortecido, anteriormente à sua chegada na bacia do ponto 9, de forma a aumentar a eficiência tanto do sistema quanto da bacia simulada. Porém, algumas dificuldades podem ser enfrentadas, dentre elas a cota de fundo desta nova bacia que atendesse e pudesse se conectar ao sistema existente sem grandes intervenções estruturais e a própria condição do solo em limitar a sua profundidade, que deverá ser estabelecida por meio de sondagens geotécnicas na localidade.

Por se tratar de uma área bem consolidada, intervenções estruturais de grande porte tornam-se mais difíceis de realizar, porém, como constatado pela situação crítica a qual o sistema se encontra como um todo, devem ser melhor estudadas para aumentarem a eficiência das medidas de controle na fonte que vierem a ser adotadas em maior escala. Para as regiões comprometidas a montante, em que há condutos trabalhando em regime forçado logo no início do sistema, além de medidas compensatórias, propõe-se a adequação dos diâmetros das galerias instaladas e a ampliação da extensão da rede e da captação da água do escoamento superficial, diminuindo as situações de alagamentos prolongados e melhorando o escoamento dentro das galerias. No entanto, só haverá eficiência quando associadas às bacias de detenção, uma vez que a vazão de lançamento no canal, e após ele, será melhor distribuída ao longo do tempo, devido ao amortecimento a montante, e causará menos impactos a jusante.

Como principal ferramenta de trabalho neste projeto, o *Software* PCSWMM, por meio da modelagem SWMM, se mostrou bastante eficiente nas simulações propostas, a partir dos parâmetros definidos e dos resultados obtidos, de forma que pudessem ser analisados e comparados com outros métodos estabelecidos, dentre eles, o método racional.

Para uma melhora do prognóstico da região poderiam ser feitas as diversas modelagens mencionadas em conjunto das já apresentadas, com seus resultados efetivos constatados e mensurados, além de simuladas outras medidas compensatórias que talvez possam melhor enquadrar-se na área de estudo, para efetivamente minimizar os impactos oriundos da área densamente urbanizada. Além disso, podem ser realizados estudos quanto a melhor forma de fazer os lançamentos no canal para que sua capacidade máxima não seja sempre atingida.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adasa – Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal. Governo do Distrito Federal. Resolução No9 de 08 de abril de 2011, que estabelece os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados. Diário Oficial do Distrito Federal. Brasília, 2011.

Adasa – Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal. Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal. Brasília: Adasa, 2018.

American Society Of Civil Engineers. Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems, ASCE – Manuals and Reports on Engineering Practice No. 77. American Society of Civil Engineers and the Water Environment Federation. New York, NY, 1992.

AKAN, A. O. Urban Stormwater Hydrology - A Guide to Engineering Calculations, Technomic Publishing Co., Lancaster, Pennsylvania, 1993.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. D. O.; BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH. 266 p, 2005.

BARBOSA, F. A. R. Medidas de Proteção e Controle de Inundações Urbanas na Bacia do Rio Mamanguape/PB. Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana, Centro de Tecnologia/Universidade Federal da Paraíba. Paraíba, 2006.

BRASIL. Decreto nº 7.217, de 21 de junho de 2010. Regulamenta a Lei no 11.445, de 5 de janeiro de 2007, que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, e dá outras providências. Diário Oficial da União, 2010. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2007-2010/2010/decreto/D7217.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/decreto/D7217.htm)>. Acesso em: 2 nov. 2018.

BREDARIOL, C. Conflito Ambiental e Negociação, Para Uma Política Local de Meio Ambiente. Tese de Doutorado. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), RJ, 244p, 2001.

BUTLER, D. Urban drainage. 4.a Edição. Boca Raton, FL: Taylor & Francis, CRC Press, 2018.

CABRAL, J.J.S.P.; MASCARENHAS, F.B.; CASTRO, M.A.H.; MIGUEZ, M.G.; PEPLAU, G.R.; BEZERRA, A.A. Cap. 3 - Modelos Computacionais para Drenagem Urbana. Manejo de Águas Pluviais Urbanas. 1a. ed. Rio de Janeiro. ABES. 396 p, 2009.

CANHOLI, A. P. Drenagem Urbana e Controle de Enchentes. 2.a Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

CARVALHO, A. C. A. Análise do processo de uso e ocupação do espaço urbano: a segregação socioespacial e a vulnerabilidade socioambiental no setor Habitacional Ribeirão/Porto Rico. Distrito Federal, Brasília. Setembro de 2012. 89 p. IH/GEA/UnB, Licenciatura e Bacharelado, 2012.

CHUNG, G.; PARK, M.; YOO, C.; KIM, J. Optimal Design of Stormwater Detention Basin using the Genetic Algorithm. KSCE Journal of Civil Engineering, 2012.

DAEE/CETESB. Drenagem Urbana: Manual de Projeto [por] Departamento de Águas e Energia Elétrica [e] Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. 2.a ed. Corrigida São Paulo, DAEE/CETESB, 1980.

FONTES; A. R. M.; BARBASSA, A. P. Diagnóstico e Prognóstico da Ocupação e da Impermeabilização Urbana. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, São Paulo, v. 8, n.2, abr/jun. p. 137 – 142, 2003.

GIRONÁS, G; ROESNER, L.A.; DAVIS, J. Storm water management model Applications manual. U.S. Environmental protection agency, 2009.

GONÇALVES, T. D. Recursos Hídricos no Distrito Federal: Modelagem Hidrológica para subsidiar a gestão sustentável na bacia do Ribeirão Pípiripau. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, Instituto de Geociências, Programa de Pós-Graduação em Geociências Aplicadas, 2012.

GRIBBIN, J. E. Introduction to Hydraulics and Hydrology with Applications for Stormwater Management. 3ª Edição. Thomson Delmar Learning. New York, 2007

MARTINE, G.; MCGRANAHAN, G. “A transição urbana brasileira: trajetória, dificuldades e lições aprendidas”. In: BENINGER, R. (Org.). População e Cidades: subsídios

para o planejamento e para as políticas sociais. Campinas: Núcleo de Estudos de População-Nepo/Unicamp; Brasília: UNFPA, 2010.

NASCIMENTO, N. O.; BAPTISTA, M. B. e SOUZA, V. C. B. Sistemas “Hidroub” para o pré-dimensionamento de soluções compensatórias em drenagem urbana – Parte I: Conceitos. Anais Eletrônicos do XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Vitória, 1997.

PDAD-Santa Maria, Pesquisa distrital por amostra de Domicílios; Companhia de planejamento do Distrito Federal (CODEPLAN); Secretaria de Planejamento, Orçamento e Gestão. Brasília, 2015.

PDDU-DF, Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal; Secretaria de Estado de Obras; Governo do Distrito Federal; Brasília, 2009.

PDOT-DF, Plano Diretor de Ordenamento Territorial. Secretaria de Estado de Desenvolvimento Urbano e de Meio Ambiente; Governo do Distrito Federal; Brasília, 2009.

PINTO, N. L. S.; HOLTZ, A. C. T.; MARTINS, J. A. Hidrologia Básica. Editora Edgar Blücher Ltda. 6.a Edição, São Paulo, 1998.

PORTO, R. M. Metodologia de Cálculo para o Planejamento de Bacias de Detenção. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, São Paulo, v. 8, n.3, jul/set. p. 135 – 149, 2003.

GIRÃO, L. F. O.; SIMÕES, N. E. C. S.; MARQUES, J. A. A. S.; LEITÃO, J. P. C.; PINA, R. D. Modelação hidráulica e de qualidade da água dos sistemas de drenagem em meios urbanos. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental. v.22 n.2 mar/abr, 2017.

QUINTO JR., L. P. & IWAKAMI, L. M. O Canteiro de Obras. In: PAVIANI, Aldo (Organizador). A Conquista da Cidade, p. 55-73. Editora UnB, 1991.

RIGHETTO, A. M. PROSAB - Programa de Pesquisas em Saneamento Básico, Manejo de águas Pluviais Urbanas/Antônio Marozzi Righetto (coordenador). Rio de Janeiro. ABES, 2009.

ROSSMAN, L. A. Storm Water Management Model Reference Manual. Volume I – Hydrology (Revised). Office of Research and Development Water Supply and Water Resources Division. Cincinnati. US EPA. 233 p, 2016.

ROSSMAN, L. A. Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1. National Risk Management Laboratory Office of Research and Development U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati. US EPA, 353 p, 2015.

SILVA JUNIOR, M. A. B.; SILVA, S. R.; CABRAL, J. J. S. P. Compensatory alternatives for flooding control in urban areas with tidal influence in Recife - PE. RBRH. vol.22, 2017.

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

SOUZA, F.P. MONITORAMENTO E MODELAGEM HIDROLÓGICA DE SUB-BACIA DO LAGO PARANOÁ - BRASÍLIA/DF - E AVALIAÇÃO DE BACIAS DE E DETENÇÃO. xxiv, 139., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos). Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2013.

SILVA, F. T. A.; LIMA, L. D. O Impacto de Novos Loteamentos Urbanos no Escoamento Superficial – Setor Habitacional Noroeste [Distrito Federal]. xiii, 111 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Ambiental, 2016) Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, 2016.

SILVA, T. J. B. Avaliação da rede de drenagem urbana do Setor Habitacional Taquari – DF. [Distrito Federal] 2017. xii, 79 p. (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Ambiental, 2017).

The Water Cycle. USGS. Disponível em: <<http://water.usgs.gov/edu/watercycle.html>>. Acesso em: 26 out. 2018.

TUCCI, C. E. M. Gestão de Águas Pluviais Urbanas. Saneamento para todos 4.o Volume. Brasília: Ministério das Cidades, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, 2006.

TUCCI, C. E. M. Hidrologia: ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: UFRGS. 943 p. (Coleção ABRH de recursos hídricos; 4), 2009.

TUCCI, C. E. M. Regulamentação da drenagem urbana no Brasil. REGA, Porto Alegre, vol. 13, n. 1, p. 29-42, jan./jun, 2016

TUCCI, C. E. M. Inundações Urbanas. 1.a Edição. Porto Alegre. Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH). RHAMA, 2007.

TUCCI, C. E. M. Modelos Hidrológicos. Primeira Edição. Ed. Universidade, UFRGS, ABRH. Porto Alegre, 669 p, 1998.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. Drenagem Urbana. 1.a Edição. Porto Alegre. ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.