

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

**ESTUDO PARA IMPLANTAÇÃO DE TÉCNICAS DE**  
**DRENAGEM SUSTENTÁVEL NA REGIÃO**  
**ADMINISTRATIVA GUARÁ II DO DISTRITO FEDERAL**

**MARILIA CANDIDA PINTO BORGES**

**ORIENTADORA: CONCEIÇÃO DE MARIA**  
**ALBUQUERQUE ALVES**  
**CO-ORIENTADORA: MARIA ELISA LEITE COSTA**

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

**BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO/2018**

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

**ESTUDO PARA IMPLANTAÇÃO DE TÉCNICAS DE  
DRENAGEM SUSTENTÁVEL NA REGIÃO  
ADMINISTRATIVA GUARÁ II DO DISTRITO FEDERAL**

**MARILIA CANDIDA PINTO BORGES**

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 AMBIENTAL.

**APROVADA POR:**

---

**CONCEIÇÃO DE MARIA ALBUQUERQUE ALVES, PhD (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**ARTHUR TAVARES SCHLEICHER, MSc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ANTÔNIO JOSÉ DE BRITO, Eng. Civil e Consultor  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 07 de DEZEMBRO de 2018**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

BORGES, MARILIA CANDIDA PINTO	
Estudo para Implantação de Técnicas de Drenagem Sustentável na Região Administrativa Guará II do Distrito Federal [Distrito Federal] 2018.	
x, 84 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Ambiental, 2018)	
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Drenagem Sustentável	2. SWMM
3. Qualidade da água	4. Análise de custo
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

BORGES, M.C.P. (2018). Estudo para Implantação de Técnicas de Drenagem Sustentável na Região Administrativa Guará II do Distrito Federal. Monografia de Projeto Final. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 84 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Marília Candida Pinto Borges

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Estudo para Implantação de Técnicas de Drenagem Sustentável na Região Administrativa Guará II do Distrito Federal

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Ambiental / 2018

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.

---

Marília Candida Pinto Borges

QNP 14 CONJUNTO E LOTE 50 CASA 02

72.231-405 - Ceilândia/DF - Brasil

## AGRADECIMENTOS

Neste momento eu sou apenas gratidão.

Em primeiro lugar agradeço a Deus por tudo o que Ele fez em minha vida até este momento. Agradeço a Ele por todas as oportunidades que me deu, por me capacitar o suficiente para enfrentar todos os desafios que apareceram, por ouvir minhas orações e me conceder Seus pequenos milagres como adiar aquela prova ou me acordar na hora certa. Agradeço a Ele por me dar forças nos momentos mais difíceis e principalmente por ter colocado em minha vida pessoas que me ajudaram por todo este caminho.

Agradeço, acima de tudo, pelos meus pais, sem os quais eu já teria desistido há muito tempo. Agradeço à minha Mamis e a meu Papis por todas as madrugadas acordando cedo para comprar um pão fresquinho pro café da manhã ou para preparar minha marmita. Por todo o esforço que tiveram para me criar e me educar da melhor forma possível, por me ensinarem o valor do trabalho duro e da honestidade e por me amarem de um jeitinho só deles. Amo vocês demais.

Agradeço à minha Gabi, minha irmã linda, que me ensinou um novo significado de amor incondicional. Agradeço por todas as vezes que me tirou da frente do computador só pra dançar um pouquinho e com isso me fez sorrir. Você é minha princesa!

Agradeço imensamente a todos os professores que tive em meu caminho acadêmico. Aos professores da UnB que me fizeram amar e odiar este lugar e no fim dizer que valeu à pena, muito obrigada! Agradeço especialmente à Professora Conceição que aceitou me orientar neste projeto e não deixou de me desafiar em nenhum momento. Obrigada por me ajudar a aprender tantas coisas novas e por ser uma orientadora incrível e disponível. Agradeço imensamente à minha co-orientadora Maria Elisa, sem a qual este projeto não teria acontecido. Obrigada por me ajudar tanto, por todas madrugadas acordada me respondendo, por todas as referências enviadas, por todas as vezes que você disse que estava errado e por ter me ajudado a consertar cada erro.

A todos os amigos que a UnB me deu, principalmente aos meus amigos do AOA, sem os quais a longa jornada da engenharia não teria tido a menor graça. Por todos os momentos compartilhados, desde as caminhadas do BAES para o BSA-Sul até as sociais regadas a esfirras e músicas ruins, muito obrigada! Compartilhar vitórias, risadas e lágrimas com vocês foi meu melhor presente. Agora que todos formamos espero que nossa tarde de doces finalmente saia!

Por fim, agradeço ao meu noivo Ewerton, a pessoa que Deus escolheu para estar do meu lado me aturando em cada segundo. Amor obrigada por ser tão incrível, por me aturar nos meus momentos de crise de estresse e de mau humor insuportáveis, principalmente por me suportar quando eu estava com fome. Obrigada por me alimentar e me dá chocolates quando eu queria arrancar a cabeça de alguém e por me levar no chinês naquele dia que eu estava tão cansada. Obrigada por me apoiar e por me ajudar de todas as formas possíveis nesta caminhada. Sem você, talvez eu ainda estivesse tentando passar em DT. Obrigada por ainda querer casar comigo e criar um gato no fim dessa jornada. Te amo mais Amor.

## RESUMO

O Distrito Federal passa por constante crescimento urbano e, dentre suas regiões administrativas, destaca-se o Guará II, que sofreu um intenso processo de urbanização nos últimos anos e conta com um sistema de drenagem convencional. O presente projeto buscou analisar quantitativamente o escoamento superficial de duas bacias de estudos localizadas no Guará II, propondo soluções de drenagem sustentável capazes de melhorar o desempenho do sistema. Foram simulados 6 cenários com arranjos de técnicas compensatórias (bacias de retenção, trincheiras de infiltração e pavimento permeáveis) que foram comparados com o Cenário Base (rede original). As simulações mostraram que as técnicas aplicadas foram capazes de reduzir a vazão de pico, possibilitando o atendimento à legislação, e melhoraram o desempenho da rede em até 80%. Foi realizada uma análise de custo com base na relação custo/eficiência (R\$/m<sup>3</sup> abatido) de implementação das técnicas compensatórias. Nesta análise o cenário de melhor relação custo/eficiência mostrou que são necessários apenas R\$ 94,07 para a redução de 1 m<sup>3</sup> de volume de escoamento superficial garantindo um alívio ao sistema e, conseqüentemente, uma melhora em seu desempenho, bem como o atendimento à legislação. Analisou-se, também, a qualidade da água das bacias de estudo em relação à carga de DQO e o que se constatou é que os valores de carga são pequenos, quando comparados com outros trabalhos, mas que há a necessidade da análise considerando eventos de precipitação real. Os resultados do projeto mostraram que a aplicação de técnicas de drenagem sustentável é capaz de melhorar o desempenho do sistema e o investimento em alternativas sustentáveis resultam na redução no volume escoado.

**Palavras Chaves:** Drenagem Sustentável; Qualidade da água; Modelagem SWMM; Análise de custo; Urbanização.

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2. OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
2.1. OBJETIVO GERAL .....	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>4</b>
3.1. IMPACTOS DA EXPANSÃO DAS ÁREAS URBANAS .....	4
3.2. QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS .....	7
3.2.1. Fontes de poluição das águas pluviais .....	7
3.2.2. Aporte de poluentes nas águas pluviais .....	8
3.3. SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA.....	11
3.3.1. Sistemas Clássicos e Alternativos de Drenagem Urbana.....	13
3.4. SISTEMAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL.....	15
3.4.1. Técnicas localizadas ou pontuais.....	16
3.4.2. Técnicas lineares.....	18
3.4.3. Técnicas em escala de bacia hidrográficas.....	19
3.4.4. Aplicação de técnicas compensatórias.....	21
3.5. MODELAGEM MATEMÁTICA .....	24
3.5.1. Modelos para a simulação da drenagem urbana.....	25
3.5.2. Método Racional.....	25
3.5.3. Modelo de qualidade da água para bacias hidrográficas .....	26
3.5.4. Modelos computacionais para drenagem urbana .....	28
3.5.5. Modelos SWMM e PCSWMM .....	28
<b>4. METODOLOGIA.....</b>	<b>35</b>
4.1. ETAPA 2 - CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	35
4.2. ETAPA 3 - MODELAGEM NO PCSWMM .....	37
4.2.1. Definição dos cenários.....	37
4.2.2. Definição dos parâmetros.....	38
4.2.3. Método Racional.....	41
4.2.4. Simulação do escoamento superficial.....	41
4.2.5. Simulação da qualidade da água.....	41
4.2.6. Análise de Custos .....	42
4.3. ETAPA 4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	43
<b>5. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>44</b>
5.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO .....	44

5.2. SIMULAÇÕES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL .....	48
5.2.1. Cenário Base.....	48
5.2.2. Cenários 1 e 2 – Bacias de Detenção.....	51
5.2.3. Cenários 3 e 4 – Estruturas LIDs.....	57
5.2.4. Cenário 5 .....	61
5.2.5. Cenário 6 .....	62
5.3. COMPARAÇÃO DOS CENÁRIOS .....	65
5.4. ANÁLISE DE CUSTOS .....	69
5.5. SIMULAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA.....	72
<b>6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>77</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>80</b>



# LISTA DE ABREVIações, SIGLAS E SÍMBOLOS

ADASA	Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal
AI	Abstração Inicial
B	Acumulação de poluentes
BD	Bacias de Detenção
BOD	Demanda Bioquímica de Oxigênio
BR	Brasil
C <sub>1</sub>	Máximo acúmulo possível
C <sub>2</sub>	Constante de taxa de acumulação
C <sub>3</sub>	Coefficiente de lavagem
C <sub>4</sub>	Expoente de lavagem
CN	Curva Número
COD	Demanda Química de Oxigênio
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DF	Distrito Federal
EUA	Estados Unidos da América
I	Intensidade
I-D-F	Intensidade-Duração-Frequência
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IQA	Índice de Qualidade da Água
L	Litro
LID	<i>Low Impact Development</i>
mg	Miligrama
mL	Mililitro
MO	Matéria Orgânica
N	Nitrogênio
NMP	Número Mais Provável
NO <sub>3</sub>	Nitrato
NOVACAP	Companhia Urbanizadora da Nova Capital
NRCS	<i>National Resources Conservations Service</i>
NSF	<i>National Sanitation Foundation</i>
OD	Oxigênio Dissolvido
P	Fósforo
P	Precipitação
Pb	Chumbo
pH	Potencial Hidrogeniônico
PO <sub>4</sub>	Fosfato
Q	Taxa de escoamento sobre a sub-bacia
q <sub>i</sub>	Qualidade do parâmetro i

R	Volume de escoamento
RA	Região Administrativa
S	Capacidade de armazenamento de água no solo
SEGETH	Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SUDS	<i>Sustainable Urban Drainage Systems</i>
SWMM	<i>Storm Water Management Model</i>
t	Intervalo de tempo de acúmulo
t <sub>c</sub>	Duração da chuva de projeto
TN	Nitrogênio Total
TP	Fósforo Total
T <sub>R</sub>	Tempo de Retorno
TSS	Sólidos Suspensos Totais
UFMS	Universidade Federal de Santa Maria
UNT	Unidade Nefelométricas de Turbidez
Urb.	Urbana
W	Lavagem dos poluentes
w <sub>i</sub>	Peso do parâmetro i

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Distribuição percentual da população dos Censos Demográficos, segundo as Grandes Regiões e a situação do domicílio – 1960/2010.....	4
Tabela 3.2: Origem e natureza dos poluentes. ....	8
Tabela 3.3: Medidas Estruturais. ....	12
Tabela 3.4: Categorias de medidas não estruturais. ....	13
Tabela 3.5: Comparação das abordagens de drenagem clássica e sustentável para técnicas localizadas. ....	17
Tabela 3.6: Comparação das abordagens de drenagem clássica e sustentável para técnicas lineares.....	19
Tabela 3.7: Comparação das abordagens de drenagem clássica e sustentável para as técnicas em escala de bacia. ....	21
Tabela 3.8: Melhores cenários (C) para a implementação de porcentagens de BMPs e práticas LIDs, em relação à área adequada para sua aplicação. ....	23
Tabela 3.9: Redução percentual do volume de escoamento e das cargas de poluentes após a simulação de cenários em comparação com o cenário de base (C0). ....	24
Tabela 3.10: Valores de C por tipo de uso do solo. ....	26
Tabela 3.11: Opções de formulação para a determinação do <i>buildup</i> no SWMM. ....	30
Tabela 3.12: Opções de formulação para a determinação do <i>washoff</i> no SWMM.....	31
Tabela 3.13: Coeficientes da função exponencial da DQO. ....	32
Tabela 3.14: Classificação dos solos. ....	33
Tabela 3.15: Valores estimados de CN. ....	34
Tabela 4.1: Informações populacionais. ....	37
Tabela 4.2: Cenários do projeto. ....	38
Tabela 4.3: Cenários do projeto. ....	38
Tabela 4.4: Valores de CN aplicados no projeto. ....	40
Tabela 4.5: Serviços contabilizados na análise de custo. ....	42
Tabela 5.1: Informações de uso e ocupação do solo das bacias de estudo.....	45
Tabela 5.2: Resumo das especificações da rede de drenagem das bacias de estudo. ....	47
Tabela 5.3: Principais resultados do cenário base para a Bacia 1.....	49
Tabela 5.4 Principais resultados do cenário base para a Bacia 2. ....	49
Tabela 5.5: Resultados do método racional. ....	51
Tabela 5.6: Dados utilizados no cálculo do volume das bacias de detenção. ....	52
Tabela 5.7: Resultados Cenário 1 para a Bacia 1. ....	52
Tabela 5.8: Resultados Cenário 1 para a Bacia 2. ....	53
Tabela 5.9: Resultados Cenário 2 para a Bacia 1. ....	55
Tabela 5.10: Resultados Cenário 2 para a Bacia 2. ....	56

<b>Tabela 5.11: Parâmetros de entrada das trincheiras de infiltração. ....</b>	<b>57</b>
<b>Tabela 5.12: Tipologias dos lotes da área de estudo. ....</b>	<b>58</b>
<b>Tabela 5.13: Resultados do Cenário 3 para a área de estudo.....</b>	<b>58</b>
<b>Tabela 5.14: Parâmetros de entrada dos pavimentos permeáveis. ....</b>	<b>59</b>
<b>Tabela 5.15: Resultados do Cenário 4 para a Bacia 1. ....</b>	<b>60</b>
<b>Tabela 5.16: Resultados do Cenário 4 para a Bacia 2. ....</b>	<b>61</b>
<b>Tabela 5.17: Resultados do Cenário 5 para a Bacia 1. ....</b>	<b>61</b>
<b>Tabela 5.18: Resultados do Cenário 5 para a Bacia 2. ....</b>	<b>62</b>
<b>Tabela 5.19: Descrição e resultados do Cenário 6 para a Bacia 1.....</b>	<b>62</b>
<b>Tabela 5.20: Descrição e resultados do Cenário 6 para a Bacia 2.....</b>	<b>63</b>
<b>Tabela 5.21: Comparação dos melhores cenários para a Bacia 1. ....</b>	<b>65</b>
<b>Tabela 5.22: Comparação dos melhores cenários para a Bacia 2. ....</b>	<b>67</b>
<b>Tabela 5.23: Custo total de implementação das técnicas compensatórias por m<sup>2</sup>. ....</b>	<b>69</b>
<b>Tabela 5.24: Valor total do custo de implementação dos cenários de análise.....</b>	<b>69</b>
<b>Tabela 5.25: Análise de custo para a Bacia 1. ....</b>	<b>70</b>
<b>Tabela 5.26: Análise de custo para a Bacia 2. ....</b>	<b>71</b>
<b>Tabela 5.27: Valores de cargas de MO para as bacias de estudo. ....</b>	<b>75</b>

## LISTAS DE FIGURAS

Figura 3.1: Fluxograma dos impactos causados pela urbanização. ....	5
Figura 3.2: Características do balanço hídrico em uma bacia urbana. ....	5
Figura 3.3: Concentração de sedimentos durante a urbanização em uma bacia.....	6
Figura 3.4: Polutograma para turbidez em uma sub-bacia do Lago Paranoá. ....	10
Figura 3.5: Características dos leitos dos rios.....	11
Figura 3.6: Componentes do sistema clássico de drenagem urbana. ....	14
Figura 3.7: Categorias dos Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana. ....	15
Figura 3.8: Esquema dos diferentes tipos de técnicas compensatórias. ....	16
Figura 3.9: Exemplo de poços de infiltração. ....	17
Figura 3.10: Exemplo de reservatório domiciliar/individual. ....	17
Figura 3.11: Pavimentação permeável de blocos de concreto. ....	19
Figura 3.12: Exemplo de bacia de infiltração. ....	20
Figura 3.13: Bacia de detenção em Santiago, Chile. ....	20
Figura 3.14: Modelo esquemático da trincheira mista. ....	22
Figura 3.15: Modelos de quantidade e qualidade da água da bacia hidrográfica. ....	27
Figura 3.16: Processamento hidrológico realizado pelo programa SWMM.....	29
Figura 3.17: Visão conceitual do escoamento superficial adotada pelo SWMM. ....	30
Figura 4.1: Fluxograma das etapas do projeto. ....	35
Figura 4.2: Mapa de localização e delimitação da macrobacia do Guará II. ....	36
Figura 4.3: Mapa de delimitação das áreas de estudo. ....	37
Figura 4.4: Hietograma da chuva de projeto para TR = 10 anos.....	39
Figura 4.5: Hietograma da chuva de projeto para TR = 2 anos.....	39
Figura 5.1: Mapa do modelo digital de terreno da área de estudo.....	44
Figura 5.2: Mapa de declividade da área de estudo.....	45
Figura 5.3: Mapa de uso e ocupação do solo da Bacia 1.....	46
Figura 5.4: Mapa de uso e ocupação do solo da Bacia 2.....	46
Figura 5.5: Rede de drenagem das Bacias 1 e 2. ....	47
Figura 5.6: CN aplicado na modelagem no PCSWMM para a Bacia 1. ....	48
Figura 5.7: CN aplicado na modelagem no PCSWMM para a Bacia 2. ....	48
Figura 5.8: Hidrogramas de saída da Bacia 1.....	49
Figura 5.9: Hidrogramas de saída da Bacia 2.....	50
Figura 5.10: Dimensionamento dos orifícios de saída de bacias de detenção. ....	52
Figura 5.11: Hidrograma de saída dos Cenário Base e 1D para a Bacia 1. ....	54
Figura 5.12 Hidrograma de saída dos Cenários Base e 1B para a Bacia 2. ....	54

<b>Figura 5.13: Localização das bacias de detenção no Cenário 2C para a Bacia 1. ....</b>	<b>54</b>
<b>Figura 5.14: Localização das bacias de detenção no Cenário 2C para a Bacia 2. ....</b>	<b>55</b>
<b>Figura 5.15: Hidrograma de saída dos Cenário Base e 2C para Bacia 1. ....</b>	<b>56</b>
<b>Figura 5.16: Hidrograma de saída dos Cenário Base e 2C para Bacia 2. ....</b>	<b>57</b>
<b>Figura 5.17: Aplicação de trincheiras de infiltração na Bacia 2. ....</b>	<b>58</b>
<b>Figura 5.18: Representação dos pavimentos permeáveis no PCSWMM. ....</b>	<b>59</b>
<b>Figura 5.19: Aplicação dos pavimentos permeáveis no Cenário 4A da Bacia 2. ....</b>	<b>60</b>
<b>Figura 5.20: Localização das bacias de detenção no Cenário 6A para a Bacia 1. ....</b>	<b>63</b>
<b>Figura 5.21: Localização das bacias de detenção do Cenário 6A para a Bacia 2. ....</b>	<b>64</b>
<b>Figura 5.22: Localização e perfil do conduto C071 na Bacia 2. ....</b>	<b>64</b>
<b>Figura 5.23: Perfil do trecho com extravasamento no Cenário 6A para a Bacia 2. ....</b>	<b>65</b>
<b>Figura 5.24: Comparação dos cenários com TR 10 anos para a Bacia 1. ....</b>	<b>66</b>
<b>Figura 5.25: Comparação dos cenários com TR 2 anos para a Bacia 1. ....</b>	<b>66</b>
<b>Figura 5.26: Comparação dos cenários com TR 10 anos para a Bacia 2. ....</b>	<b>67</b>
<b>Figura 5.27: Comparação dos cenários com TR 2 anos para a Bacia 2. ....</b>	<b>68</b>
<b>Figura 5.28: Gráfico da Concentração de MO para a Bacia 1. ....</b>	<b>72</b>
<b>Figura 5.29: Gráfico do escoamento superficial para a Bacia 1. ....</b>	<b>73</b>
<b>Figura 5.30: Gráfico da carga de DQO na Bacia 1 para TR = 10 anos. ....</b>	<b>73</b>
<b>Figura 5.31: Gráfico da Concentração de MO para a Bacia 2. ....</b>	<b>74</b>
<b>Figura 5.32: Gráfico do escoamento superficial para a Bacia 2. ....</b>	<b>74</b>
<b>Figura 5.33: Gráfico da carga de DQO na Bacia 2 para TR = 10 anos. ....</b>	<b>75</b>

# 1. INTRODUÇÃO

A busca por melhores condições de vida favoreceu a intensificação dos processos de urbanização de forma desordenada e sem planejamento, que resultaram em significativos impactos na gestão das águas urbanas. Dentre estes, podem-se destacar as inundações urbanas que são consequência das modificações do uso e ocupação do solo, que causam o aumento da impermeabilização das superfícies, o aumento das áreas expostas e das fontes de poluição difusa, que por sua vez resultam em erosão, assoreamento de corpos hídricos, aumento da velocidade do escoamento superficial e da vazão de pico, e em mudanças significativas na qualidade da água em corpos hídricos do entorno da área urbana.

O acúmulo e a lavagem de poluentes na superfície de solos urbanos são fenômenos que devem ser considerados de extrema importância, uma vez que as águas pluviais urbanas contêm diversos poluentes, como, o excesso de matéria orgânica, que são incorporados em sua composição por meio destes processos e que podem causar impactos ao longo do tempo.

Os sistemas de drenagem urbana tradicionais tem o objetivo de solucionar os problemas das inundações, no entanto, nem sempre são capazes de suportar as mudanças no escoamento e também não consideram os problemas da qualidade das águas pluviais. Em resposta às necessidades que surgem em relação aos problemas não solucionados pelos sistemas clássicos de drenagem urbana existem as soluções de Desenvolvimento de Baixo Impacto ou *Low Impact Development* (LIDs) que visam não prejudicar áreas à jusante, e tentar garantir segurança hídrica em termos de quantidade e qualidade da água por meio de sua aplicação de na região de interesse.

Algumas destas estruturas são bacias de detenção e retenção, pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração, entre outras. Cada uma das alternativas possui suas peculiaridades e podem ser implementadas de forma individual ou de forma conjunta, onde se busca maximizar o alcance dos objetivos por meio da implementação de diversas alternativas associadas entre si.

Uma importante ferramenta de estudo para se conhecer o comportamento dos processos hidrológicos é a modelagem hidrológica. Esta pode ser realizada com o auxílio de programas computacionais como, por exemplo, o SWMM, que consiste em um modelo de simulação de chuva-escoamento dinâmico usado para a simulação da quantidade e qualidade de escoamento, principalmente, das áreas urbanas. Este programa permite analisar o funcionamento de uma rede de drenagem e aplicar estruturas LIDs para a criação de cenários de drenagem sustentável, bem como analisar a qualidade das águas pluviais urbanas da região de interesse. O PCSWMM

é um programa que usa como algoritmos de base o SWMM, mas possui uma interface mais amigável, bem como permite uma abordagem 2D e a interação com programas de georreferenciamento.

O Distrito Federal é uma região do país que está em constante crescimento e, dentre suas regiões administrativas, pode-se destacar o Guará II, que sofreu um processo intenso de urbanização e que possui cursos d'água receptores de águas pluviais de grande importância para a região, como o Ribeirão Riacho Fundo. Com um sistema de drenagem convencional, essa área tem passado por diversos problemas com as intensas chuvas, que atreladas às consequências da urbanização, como a alta impermeabilização do solo, resulta em alagamentos, queda de árvores, transtornos no transporte público, entre outros.

De acordo com o diagnóstico apresentado pelo Plano Diretor de Drenagem Urbana do DF, o Guará II apresenta comprometimento da capacidade hidráulica das galerias de macrodrenagem podendo exceder o volume em superfície, superando o nível do terreno no caso da cota da linha piezométrica, para os cenários em análise.

Neste contexto, escolheu-se a região do Guará II para o desenvolvimento de um estudo de análise da rede de drenagem, bem como a modelagem da proposição da aplicação de estruturas de técnicas compensatórias com o objetivo de avaliar o comportamento do escoamento superficial nesta área, assim como uma análise de custo visando obter a relação custo/eficiência de investimento em relação à redução do volume de escoamento superficial.

O presente projeto é estruturado em Introdução, Objetivos, Fundamentação Teórica e Revisão Bibliográfica, Metodologia, Resultados e Discussão, Conclusão e Recomendações e Referências Bibliográficas.



## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GERAL**

O presente projeto tem como objetivo geral analisar a rede de drenagem da Região Administrativa (RA) Guará II, localizada no Distrito Federal, e propor cenários alternativos para as soluções de drenagem urbana por meio da aplicação de estruturas do tipo LID (*Low Impact Development*).

### **2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Identificar os pontos críticos, passíveis de extravasamentos e sobrecarga, da rede de drenagem existente por meio da modelagem hidráulica e hidrológica no programa PCSWMM;
- Propor soluções alternativas de medidas compensatórias e de controle para a rede de drenagem da Região Administrativa do Guará II/DF, considerando aspectos quantitativos de desempenho do sistema de drenagem proposto;
- Fazer a análise de custos das medidas propostas verificando a relação custo/eficiência de aplicação das alternativas;
- Analisar a qualidade da água pluvial em termos de matéria orgânica na rede de drenagem.

### 3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1. IMPACTOS DA EXPANSÃO DAS ÁREAS URBANAS

Inicialmente o desenvolvimento das cidades se deu próximo aos cursos de água, mantendo-se a preservação das calhas principais e secundárias. Isso acontecia, não por consciência ambiental, mas pelas dificuldades operacionais e construtivas, à época associadas à retificação dos rios. O avanço do desenvolvimento urbano e das tecnologias favoreceu o crescimento das cidades e da malha viária. Com isso, tornou-se viável economicamente os investimentos em saneamento nas áreas ribeirinhas, possibilitando, então, a execução de obras de retificação dos corpos hídricos, de pavimentos, de pontes e, conseqüentemente, de ocupação parcial ou total da calha secundária de trechos dos cursos de água ou de áreas de alagamentos naturais (Righetto, 2009).

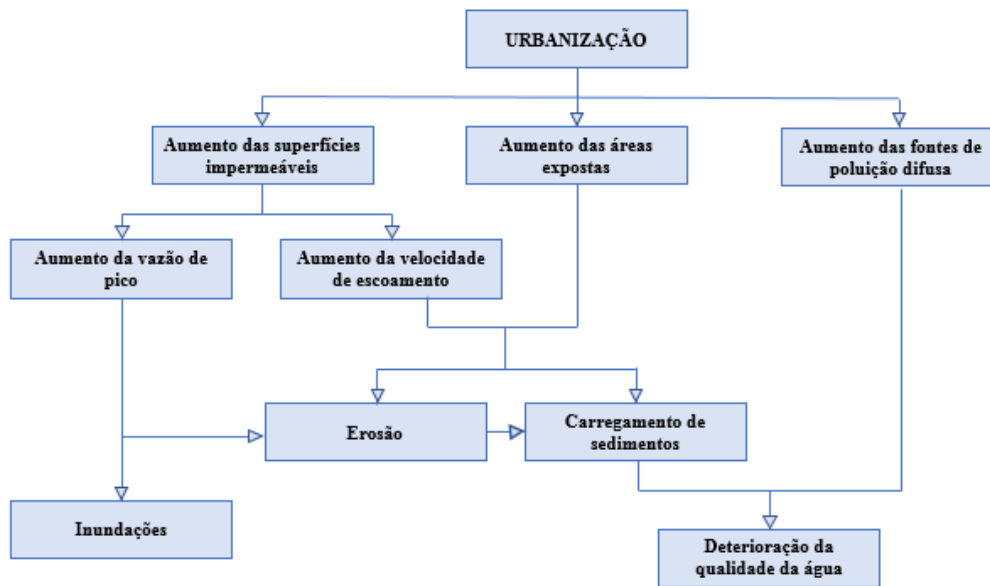
O desenvolvimento urbano se deu de modo acelerado a partir do século XX com a concentração de uma grande população em um espaço reduzido, gerando competição por recursos naturais como o solo e a água (Tucci, 2008). Em 1950, cerca de 70% da população vivia em áreas rurais e apenas 30% compreendia a área urbana. No ano de 2014, 54% da população mundial era urbana e a estimativa é que este valor continue a crescer, podendo atingir cerca de 66% da população mundial abrigada nas áreas urbanas no ano de 2050, caracterizando o cenário inverso presenciado em 1950 (UNDESA, 2014). O Brasil se tornou um país essencialmente urbano, com quase 85% da população vivendo nas cidades. A Tabela 3.1 mostra a evolução da distribuição da população urbana e rural nas macrorregiões brasileiras entre os anos de 1960 a 2010, de acordo com o IBGE.

**Tabela 3.1:** Distribuição percentual da população dos Censos Demográficos, segundo as Grandes Regiões e a situação do domicílio – 1960/2010.

(Adaptado de IBGE, 2010)

Grandes Regiões	1960 Urb.	1960 Rural	1970 Urb.	1970 Rural	1980 Urb.	1980 Rural	1991 Urb.	1991 Rural	2000 Urb.	2000 Rural	2010 Urb.	2010 Rural
Brasil	45,1%	54,9%	56,0%	44,0%	67,7%	32,3%	75,5%	24,5%	81,2%	18,8%	84,4%	15,6%
Norte	35,5%	64,5%	42,6%	57,4%	50,2%	49,8%	57,8%	42,2%	69,8%	30,2%	73,5%	26,5%
Nordeste	34,2%	65,8%	41,8%	58,2%	50,7%	49,3%	60,6%	39,4%	69,0%	31,0%	73,1%	26,9%
Sudeste	57,4%	42,6%	72,8%	27,2%	82,8%	17,2%	88,0%	12,0%	90,5%	9,5%	92,9%	7,1%
Sul	37,6%	62,4%	44,6%	55,4%	62,7%	37,3%	74,1%	25,9%	80,9%	19,1%	84,9%	15,1%
Centro-Oeste	37,2%	62,8%	50,9%	49,1%	70,7%	29,3%	81,3%	18,7%	86,7%	13,3%	88,8%	11,2%

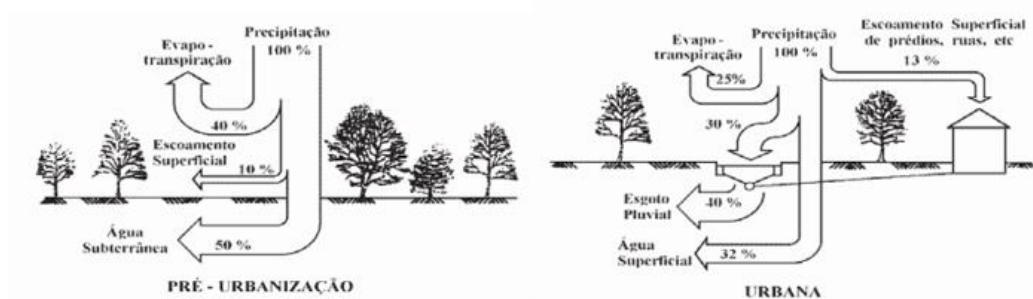
O processo de urbanização resulta em inúmeros impactos nas mais diversas áreas. A Figura 3.1 representa um resumo das principais consequências deste fenômeno.



**Figura 3.1:** Fluxograma dos impactos causados pela urbanização.

(Adaptado de Fileni, 2017)

Como consequência da intensificação do fenômeno de urbanização, o ciclo hidrológico sofre importantes alterações, uma vez que tais processos modificam a cobertura do solo, substituindo a cobertura vegetal por pavimentos impermeáveis. A água passa a escoar, exigindo seções de escoamento de maiores capacidades (Tucci, 2003). A Figura 3.2 representa uma comparação das características do balanço hídrico entre uma área pré-urbanizada e uma área urbana.

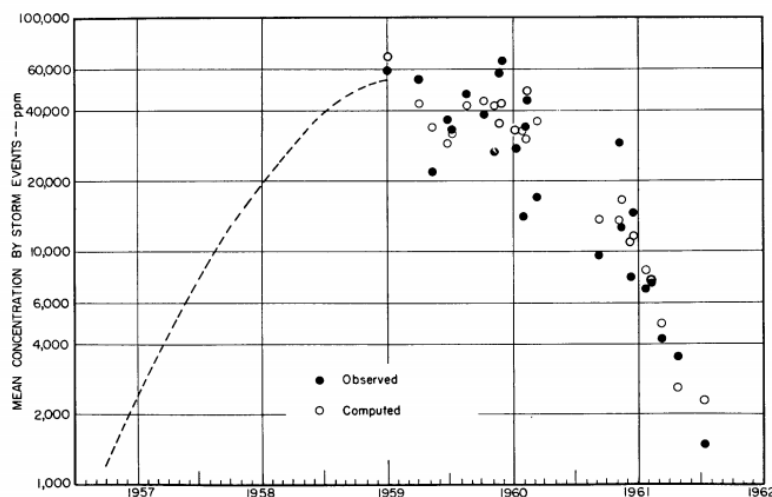


**Figura 3.2:** Características do balanço hídrico em uma bacia urbana.

(OECD, 1986 *apud* Tucci; Mendes, 2013)

Com as modificações realizadas no solo há uma redução da infiltração e o volume que deixa de infiltrar fica retido na superfície, aumentando o escoamento superficial; como são construídos condutos pluviais para este escoamento, sua velocidade tende a aumentar, resultando em um menor tempo de deslocamento e, conseqüentemente, no aumento das vazões máximas e na antecipação de seus picos no tempo. Outro problema causado pela baixa infiltração, resultante deste processo, é a redução do nível do lençol freático por falta de alimentação, reduzindo o escoamento subterrâneo. Há, também, a redução da evapotranspiração (Tucci, 1997).

O processo de urbanização resulta, também, no aumento da produção de sedimentos em uma bacia hidrográfica, gerando uma carga de poluição das águas pluviais, uma vez que durante o desenvolvimento urbano há constantes atividades que contribuem para o aumento de sedimentos nas superfícies. A redução da resistência do solo aos processos erosivos também contribui significativamente para esta produção, sendo este fenômeno identificado entre o início do loteamento até o fim da ocupação, considerando que após a impermeabilização do solo a produção de sedimentos tende a decrescer (Tucci; Collischonn, [s.d.]). A Figura 3.3 exemplifica o caráter transitório do crescimento da produção de sedimentos durante o processo de urbanização identificado em uma bacia de Maryland nos Estados Unidos em um estudo feito por Dawdy (Tucci; Collischonn, [s.d.]).



**Figura 3.3:** Concentração de sedimentos durante a urbanização em uma bacia.

(Dawdy, 1967 *apud* Tucci; Collischonn, [s.d.])

Neste caso, nota-se que o pico de produção de sedimentos coincide com o ápice do processo de urbanização, mas a tendência é o seu decréscimo. No entanto, outra fonte de sedimentos é a

produção de lixo, que se agrava em locais onde não há frequência de coleta e conscientização da população acerca dos problemas associados às más práticas (Tucci, 2003). As principais consequências da produção de sedimentos consistem nos processos de erosão, no assoreamento das seções de drenagem, que reduzem sua capacidade de escoamento de condutos, rios e lagos urbanos, e no transporte de poluentes agregados aos sedimentos resultando na contaminação das águas pluviais e corpos receptores destas.

### **3.2. QUALIDADE DAS ÁGUAS PLUVIAIS**

As águas pluviais sempre foram consideradas limpas, no entanto, a intensificação dos processos de urbanização resultaram em impactos significativos em sua qualidade, uma vez que a carga de poluição destas águas pode se assemelhar às cargas dos efluentes provenientes dos tratamentos de esgotos sanitários, podendo, eventualmente, ser superiores a estas (Baptista *et al.*, 2005; Tucci, 2003).

#### **3.2.1. Fontes de poluição das águas pluviais**

O escoamento superficial urbano pode sofrer poluição por meio de fontes pontuais ou não pontuais, conhecidas como fontes difusas. As fontes pontuais consistem naquelas em que a água poluída é descarregada em um único local, ou seja, originam-se de uma fonte concentrada e reconhecível, sendo as mais comuns provenientes do sistema coletor de águas residuárias e do lançamento de efluentes de estações de tratamento de esgotos (Ferreira, 2008; Taebi; Droste, 2004).

As fontes de poluição difusa consistem naquelas onde a poluição ocorre em uma larga área e em fluxo dentro do sistema de drenagem em mais de um ponto, sendo predominantes como contribuintes da poluição do escoamento superficial carreando poluentes para os corpos receptores (Ahlman, 2006). O processo de poluição difusa se dá com a lavagem e o transporte de poluentes atmosféricos pela chuva, com a formação dos deflúvios superficiais que carregam grande parte dos poluentes depositados na superfície da bacia e com o transporte ao seu destino final em um corpo receptor. Ao contrário dos lançamentos pontuais, este fenômeno se caracteriza por sua aleatoriedade e difícil mensuração e cujas magnitudes dependem, principalmente, de fatores meteorológicos, dos tipos (e manejo) de usos e ocupação do solo (Righetto; Gomes; Freitas, 2017).

### 3.2.2. Aporte de poluentes nas águas pluviais

As cargas poluidoras das águas pluviais se originam no escoamento superficial sobre as superfícies urbanas onde os poluentes se acumulam nos períodos de estiagem (Baptista *et al.*, 2005). A Tabela 3.2 apresenta um resumo das principais origens da poluição em meio urbano.

**Tabela 3.2:** Origem e natureza dos poluentes.

(Adaptado de Baptista *et al.*, 2005)

Origem	Natureza	Poluentes
<b>Circulação de automóveis</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Hidrocarbonetos</li> <li>▪ Metais provenientes do desgaste dos pneus;</li> <li>▪ Metais provenientes de peças metálicas;</li> <li>▪ Gasolina;</li> <li>▪ Gases do escapamento;</li> <li>▪ Poluentes provenientes da erosão de pavimentos de vias.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Óleos, graxas e gasolina;</li> <li>▪ Zinco, cádmio, cobre;</li> <li>▪ Titânio, cromo, alumínio, entre outros</li> <li>▪ Chumbo;</li> <li>▪ Óxido de nitrogênio;</li> <li>▪ Elementos procedentes do cimento ou do pavimento das calçadas, das pinturas do pavimento, notadamente o chumbo.</li> </ul>
<b>Indústria</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Metais;</li> <li>▪ Resíduos de petróleo e micro poluentes orgânicos rejeitados sob a forma líquida ou gasosa, podendo ser carreados por longas distâncias;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Chumbo, cádmio, zinco.</li> </ul>
<b>Animais</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Matéria orgânica proveniente de dejetos de animais (domésticos ou selvagens) que podem constituir-se em fonte de contaminação bacteriana ou viral;</li> </ul>	
<b>Resíduos Sólidos</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Provenientes da lixiviação das superfícies urbanas pelas águas pluviais, de depósitos ilegais de resíduos sólidos ou de aterros sanitários mal geridos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Matéria orgânica, plásticos, metais diversos, papéis, entre outros, rejeitados diretamente nas bocas de lobo.</li> </ul>
<b>Erosão dos solos e em canteiros de obras</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Matéria em suspensão.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Poluição mineral que pode conter agentes ativos como o asfalto.</li> </ul>
<b>Vegetação</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Matérias orgânicas, mais ou menos biodegradáveis;</li> <li>▪ Adubos;</li> <li>▪ Compostos organoclorados.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Folhas mortas, pólen;</li> <li>▪ Nitratos e fosfatos;</li> <li>▪ Pesticidas e herbicidas.</li> </ul>

O fenômeno de acumulação de poluentes em áreas urbanas, sobretudo nas superfícies impermeáveis, conhecido como *buildup*, pode ser descrito por um processo de equilíbrio dinâmico ocorrendo entre a acumulação e o carreamento em um ponto e entre as áreas de contribuição. A quantidade de material contaminante nas superfícies das ruas pode variar

consideravelmente dependendo de diversos fatores como, por exemplo, o período de tempo decorrido desde que a rua foi limpa pela varredura ou pela descarga de chuva, o uso e ocupação da terra, por diversas características de tráfego como o volume do mesmo, características da superfície da rua e práticas de manutenção, entre outros (Goonetilleke; Thomas, 2004).

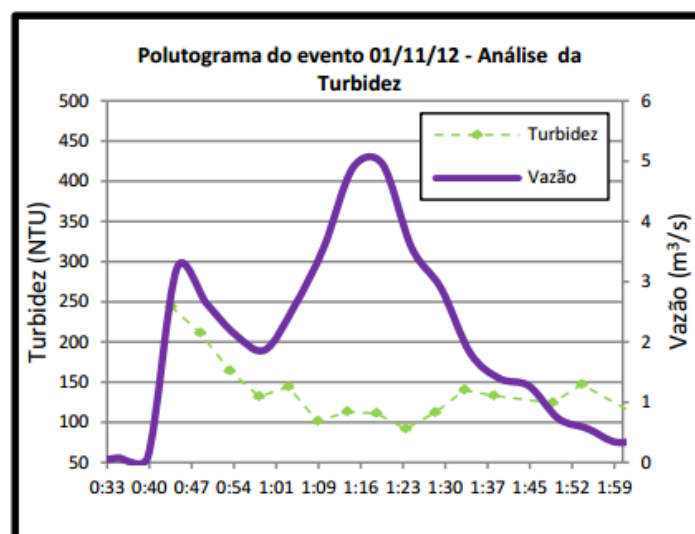
O carreamento dos poluentes nas áreas urbanas, conhecido como *washoff*, é o processo pelo qual os poluentes acumulados são removidos das superfícies de captação pela chuva e escoamento e incorporados no fluxo de águas pluviais (Vaze; Chiew, 2002 *apud* Goonetilleke; Thomas, 2004). Este processo engloba dois fenômenos que ocorrem simultaneamente. Inicialmente, à medida que a chuva cai no solo, molhando a superfície, há a dissolução dos poluentes solúveis, isto ocorre porque as gotas de chuva impactantes e o fluxo horizontal proporcionam a turbulência necessária para dissolver tais poluentes. Em seguida, há o desprendimento dos poluentes sob o impacto da chuva e o seu transporte pelo escoamento superficial (Bujon *et al.*, 1992 *apud* Goonetilleke; Thomas, 2004).

O processo de *washoff* é influenciado pela intensidade e o volume da chuva, pela taxa de escoamento, entre outros fatores. Pode-se afirmar que quanto maior a intensidade da chuva, maior será a ocorrência do processo de dissolução e do transporte de poluentes (Goonetilleke; Thomas, 2004; Righetto; Gomes; Freitas, 2017). Sua ocorrência não é verificada em todos os estudos existentes, sendo frequentemente observado em bacias pequenas, mas não em bacias grandes, o que o caracteriza como inconsistente. Dessa forma, para validar a ocorrência do *washoff*, deve-se proceder a caracterização da variação temporal da qualidade da água do escoamento superficial para cada bacia especificamente (Gomes, 2008). Possivelmente, o *washoff* em bacias grandes é influenciado pelo processo de transporte e deposição do poluente em outra área da bacia antes de alcançar o corpo de água devido às grandes dimensões da bacia. Essa é ainda uma área ativa de pesquisa.

Outro fenômeno que tem sido bastante considerado e observado em inúmeras pesquisas, principalmente a partir dos anos 1970, é o *first flush* ou primeira carga de lavagem, cuja definição consiste em afirmar que o escoamento inicial de um evento de chuva é o mais poluído (Kabbani, 2015), ou seja, as concentrações de poluentes no escoamento superficial tendem a ser mais altas no início da precipitação quando comparadas com os valores registrados no meio e no final do evento. Isto acontece porque os poluentes acumulados são lavados das superfícies durante a primeira parte da chuva, sendo gradativamente esgotados com o passar do tempo, reduzindo, então, suas concentrações (Prodanoff, 2005).

Sua visualização é possível por meio de polutogramas, que consistem na representação gráfica de como as concentrações de poluentes no escoamento gerado variam ao longo do evento hidrológico, ou seja, representam a variação da concentração destes poluentes no tempo (Pehovaz, 2010). O fato do fenômeno ocorrer ou não em diferentes casos pode estar associado com as perdas iniciais no escoamento superficial, que, dependendo da rugosidade e do estado de conservação do pavimento, podem ser maiores e possibilitar a retenção de uma parte dos poluentes junto à parcela de água acumulada (Porto, 1995 *apud* Prodanoff, 2005). Ressalta-se, ainda, que o *first flush* pode ser determinado de diversas formas e que a depender da metodologia escolhida o fenômeno pode ou não ser observado (Kabbani, 2015).

A identificação da carga de lavagem é de grande importância quando se pretende reter o escoamento superficial urbano em bacias de retenção para o controle de carga poluidora a ser lançada no corpo receptor. Neste caso, se o fenômeno é observado, grande parte da carga poluidora é retida no volume inicial escoado. Diversos estudos confirmaram a presença do *first flush* e ampliaram a teoria de incluir a regra da "*half-inch*", que afirma que 90% dos poluentes são transportados durante a passagem da primeira meia polegada do escoamento superficial efetivo (Prodanoff, 2005). A Figura 3.4 representa a observância do *first flush* em um evento específico em uma sub-bacia hidrográfica do Lago Paranoá/DF, identificada no estudo realizado por Costa (2013). Mesmo com uma vazão de pico elevada, a turbidez das águas é grande devido à quantidade de sedimentos acumulada durante a época seca, que ainda estava sendo lavada nas primeiras chuvas.



**Figura 3.4:** Polutograma para turbidez em uma sub-bacia do Lago Paranoá.

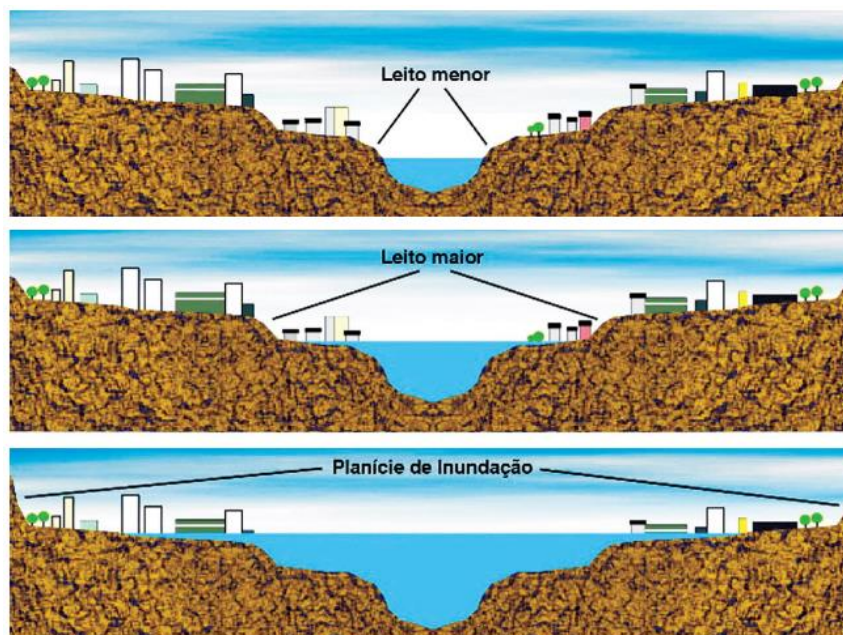
(Costa, 2013)



### 3.3. SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

Desde os primórdios da história da humanidade a água esteve presente como elemento essencial para a manutenção da vida. Ainda na Idade Média há registros de preocupação com as questões sanitárias, sendo observadas as primeiras obras de descarte das águas pluviais e das águas servidas. Como dito anteriormente, as populações buscavam se alocar próximo aos cursos d'água o que resultava na convivência com eventos de inundações e com a proliferação de doenças, uma vez que as condições sanitárias dos efluentes da população contaminavam as fontes de abastecimento de água (Baptista *et al.*, 2005; Tucci, 2008).

Os dois tipos de inundações característicos são as inundações ribeirinhas e as inundações urbanas. A primeira consiste em inundações naturais que ocorrem no leito maior dos rios por causa da variabilidade temporal e espacial das precipitações e do escoamento na bacia hidrográfica, ou seja, estes eventos ocorrem quando o escoamento atinge níveis superiores ao leito menor do rio, alcançando o leito maior (Figura 3.5). Já as inundações urbanas, como o próprio nome sugere, são eventos que ocorrem na drenagem urbana por causa do efeito da impermeabilização do solo, canalização do escoamento ou obstruções ao mesmo (Tucci, 2008).



**Figura 3.5:** Características dos leitos dos rios.  
(NUCASE, 2007)

Para controlar os problemas de inundações são adotadas as chamadas medidas de controle, que podem ser do tipo estruturais e estruturantes (não estruturais). Tal controle se dá por meio da aplicação associada destas medidas ou a aplicação delas isoladamente (Tucci, 1997).

As medidas estruturais consistem em obras de engenharia que modificam o sistema fluvial de modo a evitar os prejuízos causados pelas enchentes, podendo ser extensivas ou intensivas. As extensivas são aquelas que agem na bacia procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, já as intensivas agem no rio e podem ter três objetivos, a saber: i) acelerar o escoamento; ii) retardar o escoamento; e iii) desviar o escoamento (Tucci; Bertoni, 2003). Podem ser citadas, ainda, medidas de melhorias e mudanças no canal e a aplicação de reservatórios, de modo a se alcançar os objetivos para o controle das enchentes. A Tabela 3.3 apresenta um resumo das principais medidas estruturais aplicadas para controle de inundações.

**Tabela 3.3:** Medidas Estruturais.

(Simons *et al.*, 1977 *apud* Tucci; Bertoni, 2003)

Medida	Vantagem	Desvantagem	Aplicação
<b>Medidas Extensivas</b>			
<b>Cobertura vegetal</b>	Redução do pico de cheia	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
<b>Controle de perda</b>	Redução do assoreamento	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
<b>Medidas Intensivas</b>			
<b>Diques</b>	Alto grau de proteção de uma área	Danos significativos caso falhe	Grandes rios
<b>Melhoria do canal</b>			
<b>Redução da rugosidade por desobstrução</b>	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
<b>Corte de meandro</b>	Amplia a área protegida e acelera o escoamento	Impacto negativo em rio com fundo aluvionar	Área de inundação estreita
<b>Reservatório</b>			
<b>Todos os reservatórios</b>	Controle a jusante	Localização difícil	Bacias intermediárias
<b>Reservatórios com comportas</b>	Mais eficiente com o mesmo volume	Vulnerável a erros humanos	Projetos de usos múltiplos
<b>Reservatórios para cheias</b>	Operação com mínimas perdas	Custo não partilhado	Restrito ao controle de enchentes
<b>Mudança de canal</b>			
<b>Caminho da cheia</b>	Amortecimento de volume	Depende da topografia	Grandes bacias
<b>Desvios</b>	Reduz a vazão do canal principal	Depende da topografia	Bacias médias e grandes

As medidas não estruturais utilizam meios naturais para reduzir a geração do escoamento e a carga poluidora, não contemplando obras civis, mas se pautando em ações de cunho social e

regulatório que modificam padrões de comportamento da população (RIGHETTO, 2009), utilizando instrumentos econômicos, buscando um desenho urbano adequado, entre outros, conforme apresentado na Tabela 3.4.

**Tabela 3.4:** Categorias de medidas não estruturais.  
(Righetto, 2009)

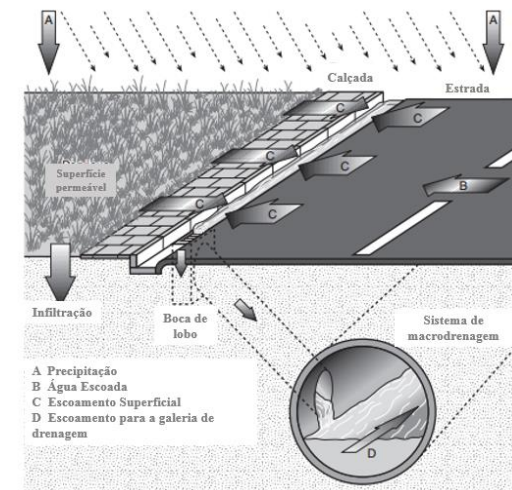
<b>Principais categorias</b>	<b>Medidas não estruturais</b>
<b>Educação pública</b>	Educação pública e disseminação do conhecimento
<b>Planejamento e manejo da água</b>	Equipe técnica capacitada
	Superfícies com vegetação
	Áreas impermeáveis desconectadas
	Telhados verdes
	Urbanização de pequeno impacto
<b>Uso de matérias e produtos químicos</b>	Uso de produtos alternativos não poluentes
	Prática de manuseio e de armazenamento adequadas
<b>Manutenção dos dispositivos de infiltração nas vias</b>	Varrição das ruas
	Coleta de resíduos sólidos
	Limpeza dos sistemas de filtração
	Manutenção das vias e dos dispositivos
	Manutenção dos canais e cursos d'água
<b>Controle de conexão ilegal de esgoto</b>	Medidas de prevenção contra a conexão ilegal
	Fiscalização: detecção, retirada e multa
	Controle do sistema de coleta de esgoto e de tanques sépticos
<b>Reuso da água pluvial</b>	Jardinagem e lavagem de veículos
	Sistema predial
	Fontes e lagos

### 3.3.1. Sistemas Clássicos e Alternativos de Drenagem Urbana

A questão drástica da saúde no século XIX, principalmente na Europa, que sofreu com surtos de epidemias de graves doenças, levou a se pensar de forma inovadora o tratamento da drenagem urbana, considerando, então, os princípios do “higienismo”, que propunham para a drenagem das águas pluviais e das águas servidas sua rápida evacuação das áreas urbanas buscando manter a fácil circulação viária e o desenvolvimento urbano. Esta abordagem foi chamada de Sistema Clássico de Drenagem e é constituída de dispositivos de microdrenagem e de macrodrenagem. Os primeiros buscam realizar o transporte das águas superficiais nas ruas por meio de sarjetas, captar nas chamadas bocas de lobo quando a capacidade de vazão é superada e conduzir o transporte dessas águas até o desague ou até os dispositivos de

macrodrenagem, constituídos de canais abertos ou de condutos enterrados de porte significativo denominados galerias (Figura 3.6) (Baptista *et al.*, 2005).

As soluções clássicas buscam a rápida retirada das águas pluviais das áreas urbanas, transferindo os problemas de inundações para a jusante. Como resultado, surge a necessidade de se construírem novas obras de drenagem urbana que acabam sendo onerosas e geram custos adicionais para a comunidade. Estas soluções resultam, também, na sensação de falsa segurança por parte da população, que se sente livre para ocupar áreas ribeirinhas. Tais medidas não consideram os problemas da qualidade das águas, sendo estas lançadas aos corpos receptores sem nenhum tratamento.



**Figura 3.6:** Componentes do sistema clássico de drenagem urbana.

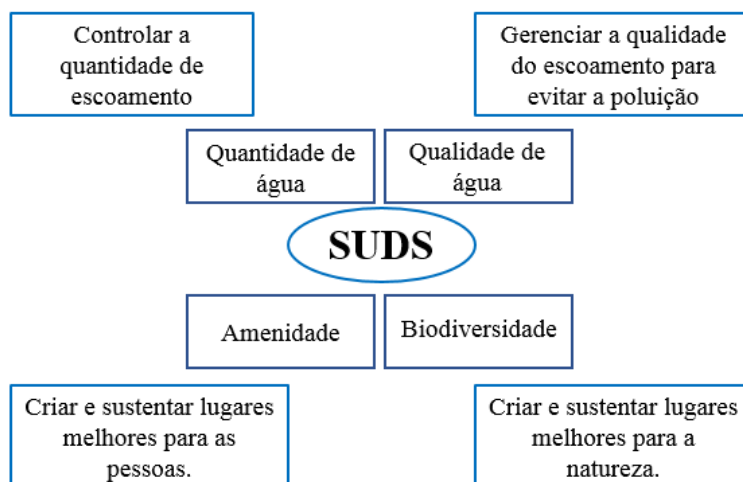
(Adaptado de Butler; Davies, 2011)

Com a finalidade de atenuar os problemas supracitados surge a abordagem conhecida como “Técnicas Alternativas” ou “Compensatórias” de drenagem urbana, a partir de 1970, que buscam neutralizar os impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos, bem como propiciam benefícios para a qualidade de vida e a preservação ambiental (NUCASE, 2007; Baptista *et al.*, 2005). Estas novas técnicas consideram esses impactos de forma global, tomando a bacia hidrográfica como unidade de planejamento e estudo, de modo a compensar os efeitos do processo. Tal compensação se dá por meio do controle dos picos de cheias que resultam em inundações, evitando-se, também, sua transferência rápida para a jusante, sendo possível combinar diferentes tipos de técnicas compensatórias para a maximização dos resultados pretendidos (Baptista *et al.*, 2005).

### 3.4. SISTEMAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL

Considerando as questões abordadas anteriormente em relação aos sistemas clássicos de drenagem urbana e as consequências negativas que provém da adoção das técnicas tradicionais, surge, então, a ideia do sistema de drenagem sustentável que tem como principais objetivos a garantia de um ambiente natural saudável e livre de agentes poluidores, com a melhoria das condições de saúde, bem como da economia de recursos humanos e financeiros utilizados na manutenção do sistema (Righetto, 2009).

A fim de melhorar a capacidade e atuação dos sistemas de drenagem urbana se apresenta a abordagem norte americana de *Low Impact Development* (Desenvolvimento de Baixo Impacto) ou LID, também conhecida como *Sustainable Urban Drainage Systems* (Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana - SUDS) (Pereira; Ito, 2017) e como *Best Management Practice* (Boas Práticas de Manejo – BMP). Os SUDS são projetados para maximizar as oportunidades e benefícios que se pode obter da gestão das águas superficiais, sendo então dividido em quatro categorias, conforme a Figura 3.7 (Kellagher *et al.*, 2015).

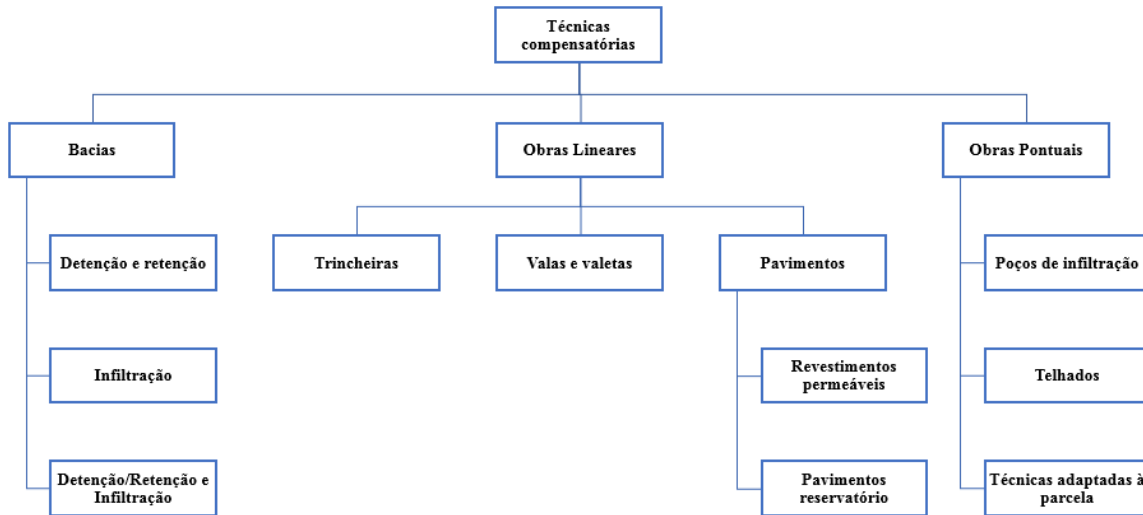


**Figura 3.7:** Categorias dos Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana.

(Adaptado de Kellagher *et al.*, 2015)

Os LIDs consistem em técnicas compensatórias que buscam reorganizar as vazões no tempo, bem como reduzir o volume escoado e a probabilidade de inundações, possibilitando ganhos de qualidade das águas pluviais (Baptista *et al.*, 2005; Pereira; Ito, 2017). Tais técnicas se baseiam nos princípios da retenção e da infiltração e podem ser classificadas como não estruturais, por exemplo, legislação, racionalização do uso do solo urbano, educação ambiental e tratamento de

fundo de vale, e estruturais, sendo essa dividida em três tipos, a saber: i) técnicas localizadas ou pontuais; ii) técnicas lineares; e, iii) técnicas em escala de bacia hidrográfica. A Figura 3.8 apresenta algumas das principais técnicas aplicadas nas três classificações estruturais.



**Figura 3.8:** Esquema dos diferentes tipos de técnicas compensatórias.

(Adaptado de Baptista *et al.*, 2005)

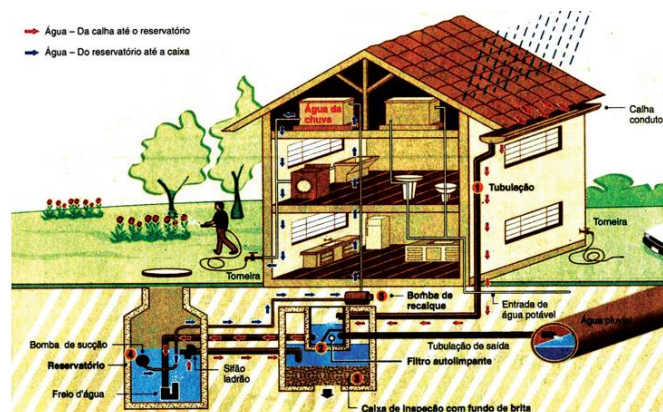
### 3.4.1. Técnicas localizadas ou pontuais

Consistem em técnicas de controle na fonte, sendo implantadas em áreas de pequeno e médio porte, possibilitando o controle da produção de escoamento, bem como a reutilização das águas pluviais para usos menos nobres. Há ainda a possibilidade de recarga do lençol freático com a aplicação destas técnicas, assim como a contribuição para o conforto térmico de uma determinada área, em caso da aplicação de telhados verdes (Baptista *et al.*, 2005). As Figuras 3.9 e 3.10 exemplificam poços de infiltração e reservatórios domiciliares e individuais, respectivamente.



**Figura 3.9:** Exemplo de poços de infiltração.

(NUCASE, 2007)



**Figura 3.10:** Exemplo de reservatório domiciliar/individual.

(NUCASE, 2007)

A Tabela 3.5 apresenta uma comparação entre as abordagens de drenagem clássica e sustentável para as técnicas localizadas.

**Tabela 3.5:** Comparação das abordagens de drenagem clássica e sustentável para técnicas localizadas.

(Adaptado de Schreier; Marsalek, 2008)

Abordagem Clássica	Abordagem Sustentável
Escoamento de telhados corre direto ao sistema de drenagem	Instalação de telhados armazenadores diminuindo o escoamento, amortecendo a vazão de pico e permitindo a evapotranspiração no caso de telhados verdes
A precipitação incidente de telhados escoo diretamente para os sistemas de drenagem	A água da precipitação é coletada e armazenada em reservatórios individuais que podem ter o intuito somente de atenuar as vazões de pico ou podem ser reutilizados para usos menos exigentes

Continuação Tabela 3.5	
Abordagem Clássica	Abordagem Sustentável
Pavimentação das vias e calçadas	Minimização de áreas impermeáveis, utilização de pavimentos permeáveis
Retirada da camada superficial e da camada orgânica do solo, com compactação do mesmo durante a construção de casas	Prevenção de compactação do solo e/ou restauração da porosidade do solo depois da construção, e obrigatoriedade de pelo menos 30cm de camada superficial orgânica de solo abaixo do jardim
Utilização de água potável provenientes de abastecimento público para a irrigação de jardins	Coleta da água da chuva para a irrigação de jardins e outros usos menos exigentes
Remoção de árvores de grande porte devido ao risco de dano à residência	Preservação das árvores na propriedade para atenuação de vazões de pico e créditos de carbono

As técnicas localizadas possuem flexibilidade de aplicação, bem como custos reduzidos, não necessitando de grandes investimentos para sua implantação. Costumam ser empregadas em áreas particulares, como residências, o que requer uma manutenção de responsabilidade dos proprietários, de modo a garantir a eficiência do sistema como um todo. Dessa forma, é recomendado um planejamento integrado do desenvolvimento urbano na bacia (Baptista *et al.*, 2005).

### 3.4.2. Técnicas lineares

As técnicas lineares buscam reduzir o volume escoado, podendo melhorar a qualidade da água e contribuir para a recarga do aquífero, uma vez que apresentam boa eficiência na remoção da carga de poluentes e na melhora dos processos de infiltração. No caso da recarga de aquíferos, deve-se atentar, também, para o risco de poluição do lençol freático, sendo necessária a utilização de mantas geotêxtis, bem como a adoção de uma distância vertical em relação ao lençol freático de pelo menos um metro (Baptista *et al.*, 2005).

Dentre essas alternativas, destacam-se os pavimentos permeáveis que consistem nas técnicas de drenagem sustentável mais estudadas devido à sua eficácia na redução do escoamento e das concentrações de poluentes. Tais sistemas são compostos por três camadas principais de materiais diferentes, a saber: i) superfície; ii) base; e, iii) sub-base. Este arranjo faz com estes sejam capazes de prender o escoamento contaminado e filtrá-lo, reduzindo, assim, a concentração de poluentes (Andrés-Valeris *et al.*, 2013). A Figura 3.11 exemplifica a aplicação de pavimentos permeáveis.





**Figura 3.11:** Pavimentação permeável de blocos de concreto.

(Kellagher *et al.*, 2015)

A Tabela 3.6 apresenta uma comparação entre as abordagens clássicas e sustentáveis para as técnicas lineares.

**Tabela 3.6:** Comparação das abordagens de drenagem clássica e sustentável para técnicas lineares.

(Adaptado de Schreier; Marsalek, 2008)

Abordagem Clássica	Abordagem Sustentável
Pavimentação de vias e calçadas com escoamento indo direto para o sistema de drenagem	Minimização da largura das vias, abertura de guias e sarjetas com a utilização de pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração para o controle de cheias
Construção do sistema de drenagem escoando diretamente para corpos hídricos	Construção de bacias de retenção e <i>wetlands</i> para amortecimento da vazão de pico e concentração de poluentes em rios
Construção de estacionamentos impermeáveis com escoamento direto para o sistema de drenagem	Construção de estacionamentos com pavimentos permeáveis com escoamento ligado a bacias de retenção
Acumulação de contaminantes na superfície das vias são escoadas diretamente para o sistema de drenagem	Controle dos contaminantes na superfície por meio de técnicas de retenção de contaminantes e varrição

### 3.4.3. Técnicas em escala de bacia hidrográficas

As técnicas em escala de bacia buscam otimizar os processos de macrodrenagem, podendo amortecer os eventos de cheias, reduzindo o volume do escoamento e, também, a poluição difusa. Conhecidas como técnicas de controle centralizado, destacam-se as bacias de retenção e retenção associadas às áreas de drenagem de grandes portes. As bacias de retenção têm como principal finalidade o controle de inundações por meio do armazenamento das águas do

escoamento por um curto período de tempo. Já as bacias de retenção são aquelas que armazenam as águas de escoamento por longos períodos para fins de redução de cargas de poluição difusa, uma vez que é promovida a decantação das partículas sólidas. São identificadas, ainda, as bacias de infiltração que são centradas na função de infiltrar as águas pluviais, favorecendo a recarga dos aquíferos (Baptista *et al.*, 2005). A Figura 3.12 exemplifica bacia de infiltração.



**Figura 3.12:** Exemplo de bacia de infiltração.  
(NUCASE, 2007)

As bacias de retenção podem apresentar diferentes tipologias que as classificam quanto à sua forma, podendo ser bacias a céu aberto ou bacias subterrâneas, quanto às suas funções hidrológicas de controle de inundações e de controle de poluição difusa, ou podem assumir multifunções, onde são associadas às atividades de lazer, à reservas ecológicas e como composição paisagística de um determinado ambiente. A exemplo desta última tipologia de bacias de retenção, pode-se citar uma bacia situada em Santiago, no Chile (Figura 3.13), que devido à falta de espaço disponível foi alocada em um espaço público, a fim de armazenar temporariamente a água da chuva de eventos menos frequentes e também agregar valor para o ambiente urbano e para a região (Miguez; Veról; Carneiro, 2012).



**Figura 3.13:** Bacia de retenção em Santiago, Chile.  
(Miguez; Veról; Carneiro, 2012)

A Tabela 3.7 apresenta uma comparação entre as abordagens clássicas e sustentáveis de drenagem urbana para as técnicas compensatórias em escala de bacia.

**Tabela 3.7:** Comparação das abordagens de drenagem clássica e sustentável para as técnicas em escala de bacia.

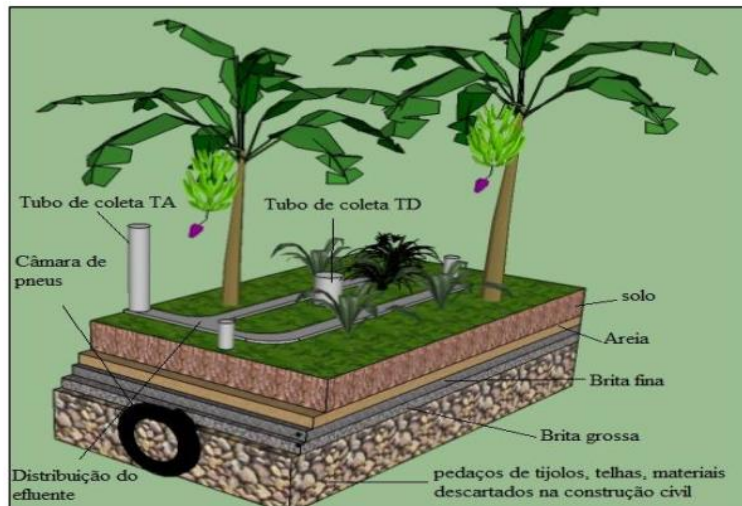
(Adaptado de Schreier; Marsalek, 2008)

Abordagem Clássica	Abordagem Sustentável
Águas pluviais são despejadas diretamente em corpos hídricos	Criação de zonas de amortecimento e <i>westlands</i> construídas para o estoque de excesso de águas precipitadas e retenção de poluentes
Canalização de corpos hídricos em zonas urbanas para aumentar a vazão de escoamento, minimizar a erosão de margens e aumentar a velocidade do fluxo escoado	Manter corpos hídricos com cobertura natural com estocagem de águas pluviais em zonas de amortecimento
Planícies de inundações planejadas com estruturas de defesa construídas	Áreas de planícies de inundação são designadas como zonas de amortecimento para estocagem temporária de águas pluviais
Todo o sistema de drenagem é conectado com suas saídas sendo fontes de poluição pontual para corpos hídricos	O incremento da vazão e carga de poluição causadas por efeitos cumulativos devem ser evitados

#### 3.4.4. Aplicação de técnicas compensatórias

As estruturas LIDs podem ser implantadas em determinada área individualmente ou associadas entre si, de modo a maximizar os objetivos pretendidos por meio de sua instalação. Alguns estudos trazem resultados de diferentes abordagens de aplicação das técnicas sustentáveis de drenagem desde a implantação de técnicas individuais e associadas para o controle de inundações, bem como alternativas para a melhora da qualidade da água.

O estudo de Daniel Júnior (2013) realizado na Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) buscou analisar a aplicação experimental de uma trincheira mista (Figura 3.14) no *campus* da universidade em termos de tratamento quali-quantitativo dos efluentes pluviais.



Tubo de coleta TA (Trincheira Antes): Água coletada após a passagem do *first flush*.  
 Tubo de coleta TD (Trincheira Depois): Efluente infiltrado na estrutura e armazenado em seu interior.

**Figura 3.14:** Modelo esquemático da trincheira mista.

(Daniel Júnior, 2013)

Os resultados obtidos de análises quantitativas e qualitativas mostraram que a trincheira mista consiste em uma boa alternativa para o controle na fonte dos volumes escoados pela área de captação, neste caso, o telhado. Foi possível identificar colmatação na estrutura o que reduz sua vida útil e em termos de qualidade, a trincheira construída não apresentou boa eficiência para filtrar o efluente nos padrões requeridos (Daniel Júnior, 2013).

Vasconcelos *et al.* (2016) estudaram por meio da modelagem computacional os resultados hidrológicos da aplicação de técnicas compensatórias (telhado verde, reservatório de lote, jardim rebaixado e pavimentos permeáveis) em diferentes configurações em um lote no Rio de Janeiro. Os resultados mostraram que a aplicação de um reservatório de lote combinado ao jardim rebaixado em paralelo foi efetiva em termos de redução de escoamento, com diminuição da vazão de saída do lote de até 72%. Os telhados verdes contribuíram com a redução do volume total e da vazão de pico efluente no lote, variando de 4 a 15% a depender do tipo de telhado aplicado, sendo ele extensivo, que ocupa 20% da área edificada, ou intensivo, que ocupa 50% da área edificável. Logo, os telhados podem ser aplicados para complementar as técnicas de reservação, reduzindo os volumes de armazenamento necessários. Os pavimentos permeáveis se mostraram uma boa opção para regular a vazão superficial efluente. Com isso foi possível perceber os benefícios da aplicação de técnicas compensatórias em escala de lote no sentido de recuperar a capacidade de armazenamento e infiltração natural do terreno, minimizando os impactos da urbanização no ciclo hidrológico (Vasconcelos *et al.*, 2016).

Liu *et al.* (2015) realizaram um estudo de modelagem hidrológica em uma bacia hidrográfica urbana em Indiana/EUA, que buscou conhecer os impactos da implementação de BMPs e práticas de LID (telhado verde, reservatório de chuva/cisterna, sistema de biorretenção, pavimento poroso, pátio permeável, faixa de grama, vala gramada, canal *wetland*, lagoa de retenção, bacia de detenção e bacia *wetlands*) em termos de redução do escoamento e de remoção de poluentes da área de estudo. Os cenários criados para análise consideraram a área de aplicação adequada para cada prática BMP e LID, ou seja, um local adequado obtido por meio de combinações exclusivas de uso do solo, tipo do solo e práticas sustentáveis a serem aplicadas. Assumiu-se, por exemplo, que os barris de chuva só poderiam ser implementados em áreas residenciais, as cisternas em área comercial ou industrial, e o telhado verde em áreas comerciais e industriais. Tais cenários consistiam na implementação da porcentagem de BMPs e LIDs aplicados em cada área adequada para essas práticas, sendo os que obtiveram os melhores resultados apresentados na Tabela 3.8.

**Tabela 3.8:** Melhores cenários (C) para a implementação de porcentagens de BMPs e práticas LIDs, em relação à área adequada para sua aplicação.

(Adaptado de Liu *et al.*, 2015)

Alternativas	C14	C15
Telhado verde	0	0
Barril de chuva / cisterna	0	0
Telhado verde com barril de chuva / cisterna	25	50
Sistema de biorretenção	25	50
Pavimento poroso	25	50
Pátio permeável	25	50
Faixa de grama	25	50
Vala gramada	25	50
Canal <i>wetland</i>	25	50
Lagoa de retenção	70	80
Bacia de detenção	5	10
Bacia <i>wetland</i>	5	10

O cenário C0 é tomado como cenário base, no qual se consideraram apenas as lagoas de retenção já existentes na área. Buscou-se avaliar a redução percentual do escoamento (*Runoff*) e da concentração dos poluentes de interesse em relação ao cenário base C0. Os poluentes analisados incluem Nitrogênio Total (TN) e Fósforo Total (TP), Sólidos Suspensos Totais (TSS), Chumbo (Pb), Demanda Bioquímica de Oxigênio (BOD) e Demanda Química de Oxigênio (COD). Os resultados para os melhores cenários estão apresentados na Tabela 3.9.

**Tabela 3.9:** Redução percentual do volume de escoamento e das cargas de poluentes após a simulação de cenários em comparação com o cenário de base (C0).

(Adaptado de Liu *et al.*, 2015)

	<b>Runoff (%)</b>	<b>TN (%)</b>	<b>TP (%)</b>	<b>TSS (%)</b>	<b>Pb (%)</b>	<b>BOD (%)</b>	<b>COD (%)</b>
C14	14,51	20,53	29,18	33,36	38,48	14,65	15,03
C15	26,47	34,20	47,41	53,59	60,98	26,70	27,52

*Runoff*: escoamento; TN: Nitrogênio Total; TP: Fósforo Total; TSS: Sólidos Suspensos Totais; Pb: Chumbo; BOD: Demanda Bioquímica de Oxigênio; COD: Demanda Química de Oxigênio.

Os resultados mostraram que os variados arranjos de BMPs e práticas de LID tiveram diferentes níveis de efetividade na quantidade e qualidade da água na escala da bacia. As variações de volume de escoamento anual e cargas de poluentes para os cenários C14 e C15 foram as menores em comparação com os demais cenários. As alternativas propostas reduziram o volume de escoamento em 0 a 26,47%, Nitrogênio Total (TN) em 0,30 a 34,20%, Fósforo Total (TP) em 0,27 a 47,41%, Total de Sólidos em Suspensão (TSS) em 0,33 a 53,59%, Chumbo (Pb) de 0,30 a 60,98%, Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) de 0 a 26,70% e Demanda Química de Oxigênio (DQO) entre 0 e 27,52%. O aumento de estruturas sustentáveis implementadas nos cenários C14 e C15 tornou a eficácia das medidas mais perceptível (Liu *et al.*, 2015).

### 3.5. MODELAGEM MATEMÁTICA

Modelos são sistemas que procuram representar determinado processo a partir de um conjunto de leis gerais ou princípios matemáticos e de um conjunto de circunstâncias empíricas e hipóteses de concepção consistindo em representações simplificadas da realidade. A partir de 1960 o uso de modelos matemáticos em drenagem urbana começou a ser difundido entre diversos pesquisadores que perceberam que os computadores digitais poderiam ser utilizados com muitas vantagens para simular processos hidrológicos. Com isso uma gama de modelos, desde os mais simples aos mais complexos, passaram a ser formulados.

Considerando que os sistemas de escoamento podem ter diferentes características, podendo predominar, em cada caso, um ou mais efeitos sobre o fluxo, classificou-se os modelos de escoamento em hidrológicos e hidráulicos. O primeiro considera apenas o efeito do armazenamento no escoamento, desprezando a formulação dos efeitos da equação de quantidade de movimento. Já os hidráulicos usam as equações de Saint Venant para a obtenção dos resultados ( Chow, 1959 *apud* Tucci, 2002).

### **3.5.1. Modelos para a simulação da drenagem urbana**

Para a simulação da drenagem urbana são utilizados modelos que incluem dois componentes sequencialmente conectados, sendo um modelo hidrológico para a transformação da precipitação em escoamento superficial e um modelo hidráulico para a propagação do escoamento em redes de condutos e canais.

Os modelos hidrológicos descrevem o processo de transformação chuva-vazão por meio de algoritmos de perdas por armazenamento em depressões, interceptação, perdas por infiltração e de propagação na superfície, enquanto que o modelo de propagação representa o movimento da água na rede de condutos e canais (Meller; Paiva, 2007). Estes modelos utilizam as equações de Saint Venant em sua forma completa, e são chamados de hidrodinâmicos. É possível utilizar formulações mais simples, mas alguns fenômenos que ocorrem em redes de condutos sob condições críticas só podem ser contemplados nos modelos hidrodinâmicos como, por exemplo, inversões de fluxo, efeitos de jusante, mudança de regime e escoamento sob pressão (Meller; Paiva, 2007).

A modelagem hidrológica é um instrumento essencial para a gestão das águas urbanas e para o manejo das águas pluviais urbanas, devido a eventos hidrológicos intensos. Consiste em um instrumento que oferece as reais possibilidades de se avaliar as vazões de cheia, os níveis e áreas de inundações, as tomadas emergenciais de decisões e de medidas a serem executadas para suplantarem problemas localizados, ou do sistema integrado de forma eficiente, tanto no aspecto técnico quanto econômico (Righetto, 2009).

A simulação é o processo de utilização do modelo que conta com três fases, a saber: i) calibração ou ajuste do modelo, que é a fase na qual os parâmetros são determinados; ii) validação ou verificação, que consiste na simulação do modelo com os parâmetros estimados de modo a se verificar a validade do ajuste realizado,; e, iii) previsão, que é a simulação do sistema pelo modelo com parâmetros ajustados para a quantificação de suas respostas a diferentes entradas. O ajuste dos parâmetros depende da disponibilidade de dados históricos e quando não há dados no local é possível realizar a correlação regional entre as características físicas do local de modo a serem adotados valores para os parâmetros do modelo (Montenegro, 2011).

### **3.5.2. Método Racional**

O método racional é utilizado para determinar vazões de pico em pequenas bacias (Franco, 2004). O Manual de Drenagem da ADASA (2018) propõe que o método racional só poderá ser utilizado para o cálculo de vazões de projeto para bacias com área total de até 100 hectares. Para sua aplicação assume-se a ausência do escoamento de base, a constância do armazenamento superficial e da intensidade de precipitação, no tempo e no espaço, além do escoamento superficial hortoniano (Franco, 2004). Tais hipóteses são razoáveis para bacias com pequeno tempo de concentração.

O método racional consiste em um método indireto que estabelece uma relação entre a chuva e o escoamento superficial (Tomaz, 2013). É determinado pela Equação 3.1:

$$Q = \frac{(C \cdot I \cdot A)}{360} \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde:

Q = vazão de pico (m<sup>3</sup>/s)

C = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional)

I = Intensidade média da chuva (mm/h)

A = área da bacia (ha.)

O tempo de concentração é definido como o intervalo de tempo contado desde o início da precipitação até o instante em que toda a bacia contribui para o escoamento, numa dada seção. O coeficiente de escoamento superficial deve refletir as condições reais da bacia de interesse (FRANCO, 2004). A Tabela 3.10 apresenta uma relação de valores de C aplicáveis por tipo de uso, considerando o tempo de retorno de 10 anos, de acordo com a NOVACAP.

**Tabela 3.10:** Valores de C por tipo de uso do solo.

(Adaptado de NOVACAP, 2012)

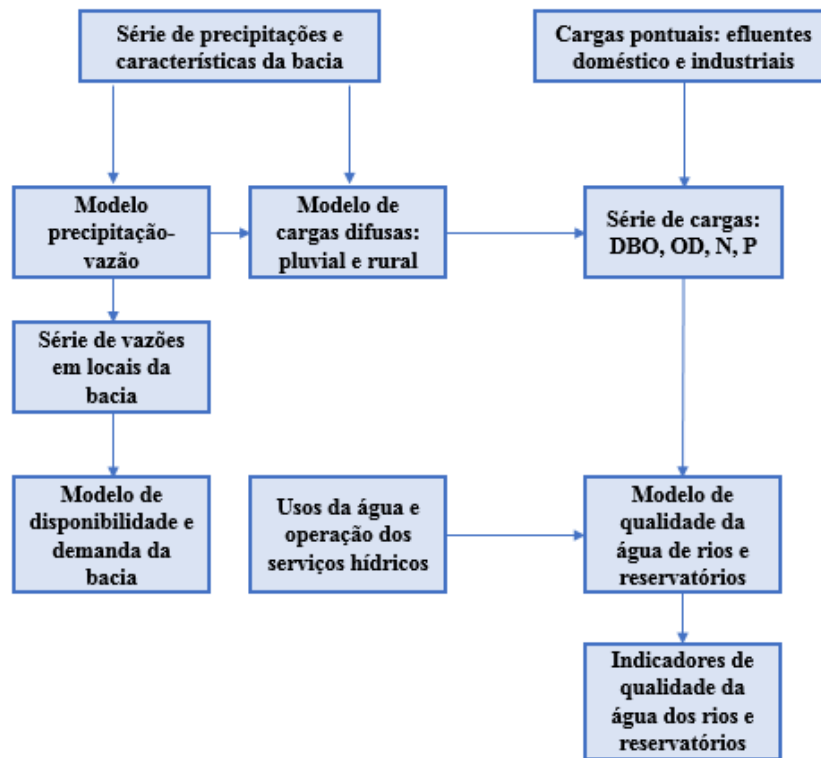
Tipo de uso do solo	C
Áreas calçadas ou impermeabilizadas	0,90
Áreas residenciais intensamente urbanizadas e sem áreas verdes	0,70
Áreas residenciais com áreas ajardinadas	0,40
Áreas integralmente gramadas	0,15

### 3.5.3. Modelo de qualidade da água para bacias hidrográficas

Os modelos para avaliar a qualidade e a quantidade da água são, predominantemente, modelos matemáticos de simulação, constituindo-se num importante instrumento de análise das condições atuais e futuras de um corpo d'água (Pehovaz, 2010).



A Figura 3.15 apresenta a estrutura geral do modelo de quantidade de água que representa a transformação da precipitação em vazão, a distribuição da água na bacia em trechos, usuários e operações de reservatórios e do modelo de qualidade da água que estima a produção difusa, pontual e o transporte em rios e reservatórios.



**Figura 3.15:** Modelos de quantidade e qualidade da água da bacia hidrográfica.  
(Tucci; Mendes, 2013)

A escolha de um modelo matemático para simular as condições de qualidade da água num sistema de rios e reservatórios depende das características do sistema a ser simulado, do nível de precisão desejado em função dos objetivos do projeto, dos dados disponíveis sobre o sistema e da disponibilidade de metodologia para representar os processos identificados, sendo que esta representação depende de características fundamentais como condições hidrológicas e hidráulicas do meio e condições químicas e biológicas (Tucci; Mendes, 2013).

Geralmente a bacia hidrográfica é representada em subsistemas como, por exemplo, bacia, rio, reservatório ou lago e costeiro. A bacia consiste na parcela que contribui para os rios, considerada de forma integrada, já o trecho de rio é aquele discretizado no modelo, o trecho de lago ou reservatório é a parte discretizada em que o sistema tem o efeito de armazenamento

preponderante em relação aos efeitos dinâmicos e, por fim, o sistema costeiro é aquele em que existe influência de jusante devido ao mar seja nos aspectos quantitativos como de qualidade (Tucci; Mendes, 2013).

#### **3.5.4. Modelos computacionais para drenagem urbana**

Os modelos computacionais são de grande importância em diversas situações da gestão das águas pluviais. Na fase de planejamento, podem ser utilizados em caso de manutenção corretiva em que seja necessário realizar obras complementares, bem como em casos em que se deseja simular cenários sobre o comportamento de um sistema de drenagem submetido a determinadas condições de precipitação pluviométrica (Righetto, 2009).

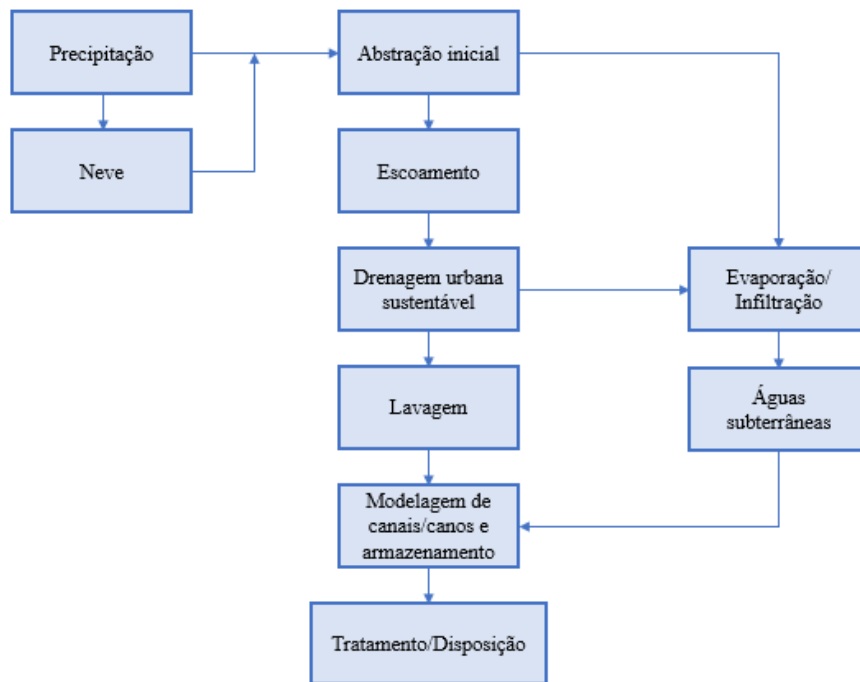
Sabe-se que as águas pluviais, ao escoarem pela superfície das ruas e dos lotes residenciais e industriais, podem carrear muito poluentes, contribuindo negativamente para a qualidade da água dos corpos receptores. Por este motivo, os modelos computacionais mais recentes permitem o cálculo da quantidade em termos de vazões e volumes e da qualidade da água em relação à concentração de poluentes. Aos modelos de drenagem urbana se incorporam, também, as ferramentas de geoprocessamento, facilitando a entrada de dados, bem como a representação geométrica dos sistemas de drenagem (Righetto, 2009).

#### **3.5.5. Modelos SWMM e PCSWMM**

O modelo de gestão de águas pluviais (*Storm Water Management Model* - SWMM) da *Environmental Protection Agency* (EPA) é um modelo de simulação de chuva-escoamento dinâmico usado para a simulação de evento único ou contínuo da quantidade e qualidade de escoamento, principalmente, das áreas urbanas. O SWMM foi desenvolvido pela primeira vez em 1971 e sofreu várias atualizações importantes desde então. Atualmente, em sua versão 5.1, continua a ser amplamente utilizado em todo o mundo para planejamento, análise e projeto relacionados ao escoamento de águas pluviais, esgotos combinados, esgotos sanitários e outros sistemas de drenagem em áreas urbanas, com muitas aplicações, também, em áreas não urbanas (USEPA, 2015).

Trata-se de um modelo hidrológico dinâmico que, a partir de dados de entrada, simula hidrogramas resultantes, determina a quantidade do escoamento gerado em cada sub-bacia, além da vazão e da profundidade de fluxo, bem como a qualidade da água em cada tubulação ou canal, durante o período da simulação compreendida por diversos módulos de avaliação,

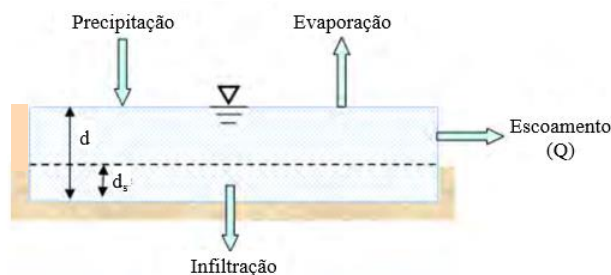
sendo quatro módulos de cálculo e cinco de serviços, além do módulo executivo. Os módulos de cálculo computacional são: *Runoff*, referente à transformação de chuva em vazão; *Transport*, que diz respeito ao transporte na rede de drenagem, segundo o conceito da onda cinemática; *Extran*, relativo à modelação hidrodinâmica em condutos e canais e *Storage/Treatment*, referente ao tratamento das águas pluviais (Righetto, 2009). A Figura 3.16 apresenta os diversos objetos interligados, os quais são utilizados na operação do SWMM.



**Figura 3.16:** Processamento hidrológico realizado pelo programa SWMM.

(Adaptado de USEPA, 2017)

O SWMM propõe uma visão conceitual para o escoamento superficial (Figura 3.17) na qual cada superfície de sub-captção é tratada como um reservatório não linear. Neste caso, a entrada de fluxo se dá por meio da precipitação ou por outros fatores como o derretimento da neve, enquanto que as saídas são atribuídas à infiltração, à evaporação e ao escoamento superficial. A capacidade deste “reservatório” é o armazenamento de depressão máxima ( $d_s$ ), ou seja, é o armazenamento máximo proporcionado pela formação de lagoas, pelo molhamento superficial e pela interceptação. O escoamento ( $Q$ ) ocorre somente quando a profundidade da água no “reservatório” excede o armazenamento  $d_s$ . A profundidade da água sobre a sub-captção ( $d$ ) é continuamente atualizada com o tempo, resolvendo numericamente uma equação do balanço hídrico sobre a sub-captção (USEPA, 2015).



**Figura 3.17:** Visão conceitual do escoamento superficial adotada pelo SWMM.

(Adaptado de USEPA, 2015)

Para análises de qualidade são utilizados os hidrogramas obtidos nos módulos hidrológicos do programa como parâmetros de entrada, sendo a saída constituída por um polutograma (concentração x tempo) para cada substância modelada. Neste caso, os dados de vazões e contaminantes são lidos pelo bloco de transporte, onde são combinados com o período seco e a parcela do escoamento infiltrada para produzir gráficos de descarga referentes à quantidade e qualidade da água. É possível obter do programa concentrações de sólidos suspensos, nitratos, fosfatos e outros poluentes no escoamento de águas pluviais, bem como a quantidade destes removidas pela enxurrada. Para tanto é necessária a calibração do modelo de modo a se permitir simulações confiáveis dos polutogramas, sem a qual, tais gráficos podem ser utilizados apenas em termos de comparação relativa entre as abordagens de controle aplicadas (Devries; Hromadka, 1993 *apud* Montenegro, 2011).

O SWMM considera, ainda, os processos de *buildup* (acumulação de poluentes) e *washoff* (lavagem dos poluentes) em sua simulação, a partir da determinação dos usos e ocupação do solo da área de interesse (Costa, 2013). O *buildup* (B) é definido como a massa por unidade de área das sub-bacias que se agrega em um determinado uso do solo (Costa, 2013). Como não há uma forma funcional obviamente correta que descreva o acúmulo dos poluentes ao longo do tempo, o SWMM fornece três opções de funções para esta determinação, conforme apresentado na Tabela 3.11 (USEPA, 2016a).

**Tabela 3.11:** Opções de formulação para a determinação do *buildup* no SWMM.

(Adaptado de Costa, 2013; USEPA, 2016a)

Formulação	Equação	Parâmetros	Equação
<b>Função potência</b>	$B = \text{Min}(C_1 * C_2 * t^{C_3})$	B = <i>Buildup</i> (massa por unidade de área das sub-bacias) (mg/ha); C <sub>1</sub> = Acumulação máxima possível (mg/ha);	3.1

Continuação Tabela 3.11

		$C_2$ = Constante de crescimento do poluente acumulado (L/dia); $C_3$ = Expoente de tempo (adimensional); $t$ = Intervalo de tempo de acúmulo (dias).	
Formulação	Equação	Parâmetros	Equação
<b>Função exponencial</b>	$B = C_1(1 - e^{-C_2 t})$	$B$ = <i>Buildup</i> (mg/ha); $C_1$ = Acumulação máxima possível (mg/ha); $C_2$ = Constante de semi-saturação (número de dias necessários para alcançar a metade da acumulação possível); $t$ = Intervalo de tempo de acúmulo (dias).	3.2
<b>Função de saturação</b>	$B = \frac{C_1 * t}{C_2 + t}$		3.3

Assim como para o *buildup*, o SWMM também oferece três opções de funções para a determinação do *washoff*, apresentadas na Tabela 3.12.

**Tabela 3.12:** Opções de formulação para a determinação do *washoff* no SWMM.

(Adaptado de Costa, 2013; USEPA, 2016a)

Formulação	Equação	Parâmetros	Equação
<b>Função exponencial</b>	$W = C_1 * q^{C_2} * B$	$W$ = <i>Washoff</i> (proporcional ao produto do escoamento elevado a uma potência, pela quantidade de agente poluente acumulado) (mg/hora); $C_1$ = Coeficiente lavagem ( $\text{mm}^{-1}$ ); $C_2$ = Expoente de lavagem (adimensional); $q$ = Taxa de escoamento sobre a sub-captção (mm/h); $B$ = Acumulação do agente poluente (mg/ha).	3.4
<b>Curva de Classificação</b>	$W = C_1 * Q^{C_2}$	$W$ = <i>Washoff</i> (mg/s); $C_1$ = Coeficiente lavagem ( $\text{mm}^{-1}$ ); $C_2$ = Expoente de lavagem (adimensional); $Q$ = Escoamento.	3.5
<b>Concentração média do evento (EMC)</b>	$W = C_1 * Q^{C_2}$	$W$ = <i>Washoff</i> (mg/s); $C_1$ = Concentração de poluente lixiviado (mg/L); $C_2 = 1$ ; $Q$ = Escoamento. *Caso especial da curva de taxa de lavagem.	3.6

A simulação do *buildup*, quando são utilizadas as funções da Curva de Classificação ou o EMC para a determinação do *washoff*, pode ser útil para estabelecer uma massa máxima de poluentes que possa ser removida durante qualquer evento de precipitação. Quando a lavagem de poluentes é definida pela função Exponencial a simulação do *buildup* se torna essencial, uma vez que esta função depende da quantidade de acumulação presente. No caso da simulação do *buildup* quando a Curva de Classificação for utilizada no *washoff*, o valor máximo do acúmulo simulado que pode ser removido é o valor acumulado antes da precipitação, que será igual a zero até o início das etapas de estiagem, no qual é permitido tal acúmulo. Na prática a função

EMC é comumente utilizada para estimar cargas de qualidade da água de fontes difusas no SWMM, isso se dá devido ao fato de existirem inúmeras fontes de dados de concentração média de eventos locais (EMC) disponíveis para águas pluviais (USEPA, 2016a). Logo, a escolha da função a ser utilizada para a determinação do acúmulo de poluentes irá depender da escolha da função de determinação do *washoff*, dos objetivos pretendidos com o estudo e dos dados disponíveis para a simulação.

A determinação dos coeficientes  $C_1$  e  $C_2$  das funções de determinação do *buildup* e do *washoff* se dá por meio da calibração, com a qual se busca construir uma curva-chave empírica do parâmetro de interesse por plotagem dos dados disponíveis de Carga X Vazão. Com isso é realizado o ajuste de acordo com a função a ser utilizada e obtém-se os coeficientes necessários. Costa (2013) realizou a modelagem no SWMM para cargas de poluentes nas águas de drenagem urbana na bacia do Lago Paranoá por meio da Função Exponencial e a determinação dos coeficientes  $C_1$  e  $C_2$  se deu por meio da calibração considerando os usos e ocupações do solo. No caso da análise de DQO, pôde-se constatar que para o *buildup* o processo não apresentou muita sensibilidade, sendo adotado o valor de  $C_1 = 0,99$  e de  $C_2 = 0,0206$  para todos os tipos de usos do solo. Já para o *washoff* considerou-se cada um dos usos do solo identificado, adotando-se valores distintos para os coeficientes, conforme a Tabela 3.13.

**Tabela 3.13:** Coeficientes da função exponencial da DQO.

(Costa, 2013)

Uso e Ocupação do Solo	<i>Washoff</i>	
	$C_1$	$C_2$
<b>Residencial</b>	0,00002	0,5
<b>Comercial</b>	0,005	0,5
<b>Vias</b>	0,15	1,8
<b>Sem Ocupação</b>	0,0002	0,5
<b>Universidade</b>	0,0005	0,5
<b>Oficina</b>	0,005	0,5
<b>Hospital/Clínicas</b>	0,0005	0,5

Quando não se tem dados disponíveis para a calibração é possível realizar a correlação regional entre as características físicas do local de modo a serem adotados valores para os parâmetros do modelo.

Uma função de grande importância do SWMM é a possibilidade da introdução de estruturas LIDs no sistema, a saber: células de biorretenção, pavimento poroso, trincheiras de infiltração,

cisternas e valas gramadas. Isso se dá por meio de uma representação que combina camadas verticais, cujas propriedades são definidas por unidades de áreas (SOUZA, 2014).

A modelagem no SWMM requer a determinação de alguns parâmetros como precipitação, infiltração, volume do escoamento, além de considerar as características da área de estudo como dados de entrada.

A infiltração pode ser determinada por meio da equação de Horton, pelo método *Green-Ampt* ou SCS, sendo esse último a aproximação adotada pelo método Curva Número (CN) do *National Resources Conservations Service* (NRCS). O SCS é o método que requer menos dados de entrada para o cálculo da vazão gerada quando comparado com as demais opções, que necessitam de maiores informações acerca do solo, sendo tais informações difíceis de serem obtidas, pois requerem um estudo detalhado do solo, o que é difícil de realizar em áreas urbanas, uma vez que os solos encontram-se modificados, dificultando a obtenção desses dados. Assim, aconselha-se o uso do método SCS em bacias urbanas, embora, em sua origem, os valores tenham sido definidos para solos em áreas rurais, sendo posteriormente adaptados para áreas urbanas e largamente utilizado com êxito (Costa, 2013).

O CN é definido com base no tipo de solo e no tipo de uso e ocupação do mesmo em uma determinada área, conforme apresentado nas Tabelas 3.14 e 3.15, respectivamente.

**Tabela 3.14:** Classificação dos solos.

(Adaptado de Tucci, 2002)

<b>Tipo de Solo</b>	<b>Características</b>
<b>A</b>	Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração (arenosos profundos com pouco silte e argila).
<b>B</b>	Solos menos permeáveis e arenosos menos profundos que os solos tipo A, com permeabilidade superior à média.
<b>C</b>	Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo.
<b>D</b>	Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

**Tabela 3.15:** Valores estimados de CN.

(Adaptado de Righetto, 2009; Tucci, 2002)

Ocupação do Solo	Tipo de Solo			
	A	B	C	D
<b>Solo Cultivado</b>				
Sem técnicas de conservação	72	81	88	91
Com técnicas de conservação	62	71	78	81
<b>Pastagem</b>				
Condição precária	68	79	86	89
Condição adequada	39	61	74	80
<b>Prados em boas condições</b>	30	58	71	78
<b>Área reflorestada</b>				
Pouca cobertura	45	66	77	83
Grande cobertura	25	55	70	77
<b>Parques e jardins</b>				
75% área gramada	39	61	74	80
50 a 75% área gramada	49	69	79	84
<b>Áreas comerciais (85% de área impermeável)</b>	89	92	94	95
<b>Áreas industriais (72% de área impermeável)</b>	81	88	91	93
<b>Áreas residenciais</b>				
Lotes (m <sup>2</sup> )	% média impermeável			
< 500	65	77	85	90
1000	38	61	75	83
1300	30	57	72	81
2000	25	54	70	80
4000	20	51	68	79
<b>Áreas impermeáveis</b>	98	98	98	98
<b>Pavimento com pedrisco</b>	76	85	89	91
<b>Pavimento com terra</b>	72	82	87	89
<b>Pavimento com drenagem</b>	98	98	98	98

O SWMM é capaz de determinar o volume do escoamento por meio do método NRCS, desde que sejam observadas as seguintes condições:

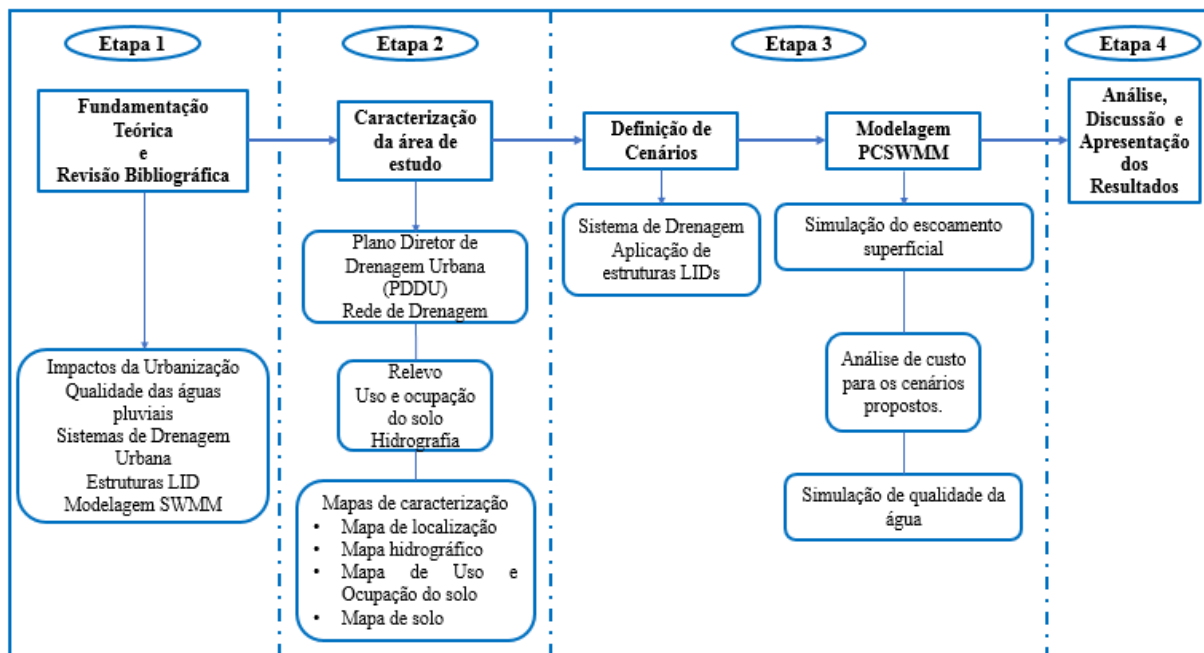
- Definir como zero a porcentagem de área impermeável da sub-bacia;
- Definir a infiltração por meio do método CN e utilizar o valor obtido no método SCS.

O PCSWMM é um programa que usa como algoritmos de base o SWMM, desenvolvido pela *Chiwater Computational Hydraulics International*, e possui interface amigável com facilidade para explorar recursos como estruturas de drenagem sustentável e modelagem 2D, sendo possível, também, identificar imagens georreferenciadas, facilitando a troca de dados entre o programa de modelagem e os programas de geoprocessamento como o ARCGis, bem como auxiliar as análises de sensibilidade e calibração da modelagem.



## 4. METODOLOGIA

O presente projeto tem como objeto de estudo o sistema de drenagem urbana da Região Administrativa do Guará II, do Distrito Federal. Este capítulo visa apresentar a metodologia aplicada para o alcance dos objetivos propostos no capítulo 2, cujas etapas são apresentadas na Figura 4.1.



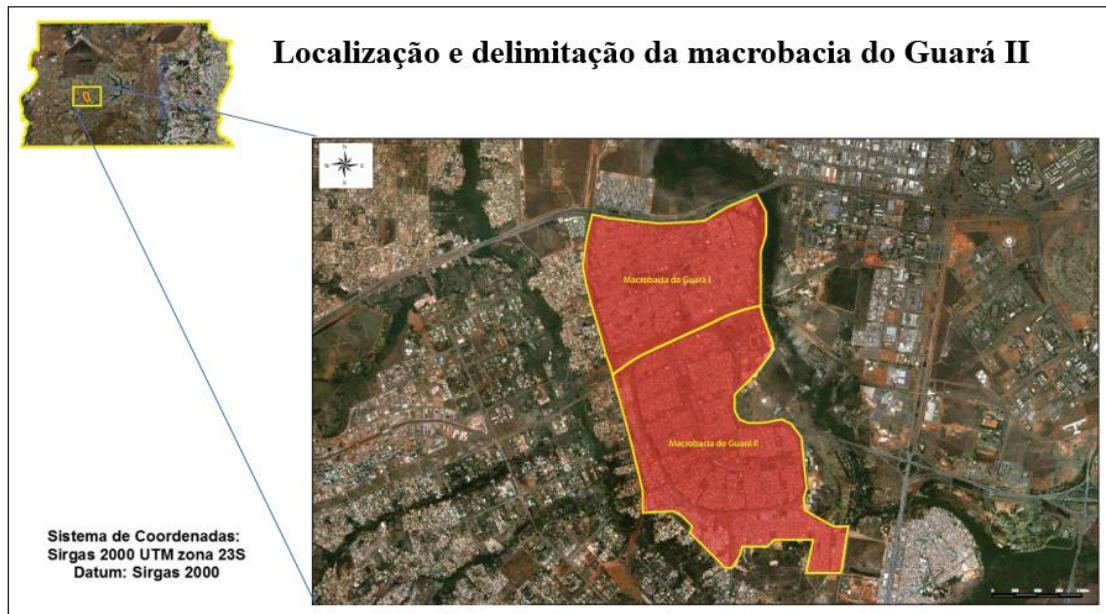
**Figura 4.1:** Fluxograma das etapas do projeto.

### 4.1. ETAPA 2 - CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A caracterização da área ocorreu por meio de um estudo de caracterização do solo, de modo a conhecer os aspectos pedológicos do local e o uso e ocupação do mesmo, bem como pela obtenção de informações de topografia e de hidrografia. Para tanto foram utilizadas ferramentas de geoprocessamento para a construção de mapas temáticos, a saber: i) mapa de localização; ii) mapa de solos; iii) mapa de uso e ocupação do solo; iv) mapa de hidrografia; v) modelo digital de terreno; e, vi) mapa de declividade. Obteve-se, também, a rede de drenagem já existente na área de estudo. Tal caracterização serviu de subsídio para a modelagem realizada no programa PCSWMM.

O Guará II, objeto de estudo do presente projeto, está inserido na bacia do Riacho Fundo. Ao Norte faz divisa com o Guará I e é limitado pelos Córregos Guará e Vicente Pires a Leste e a

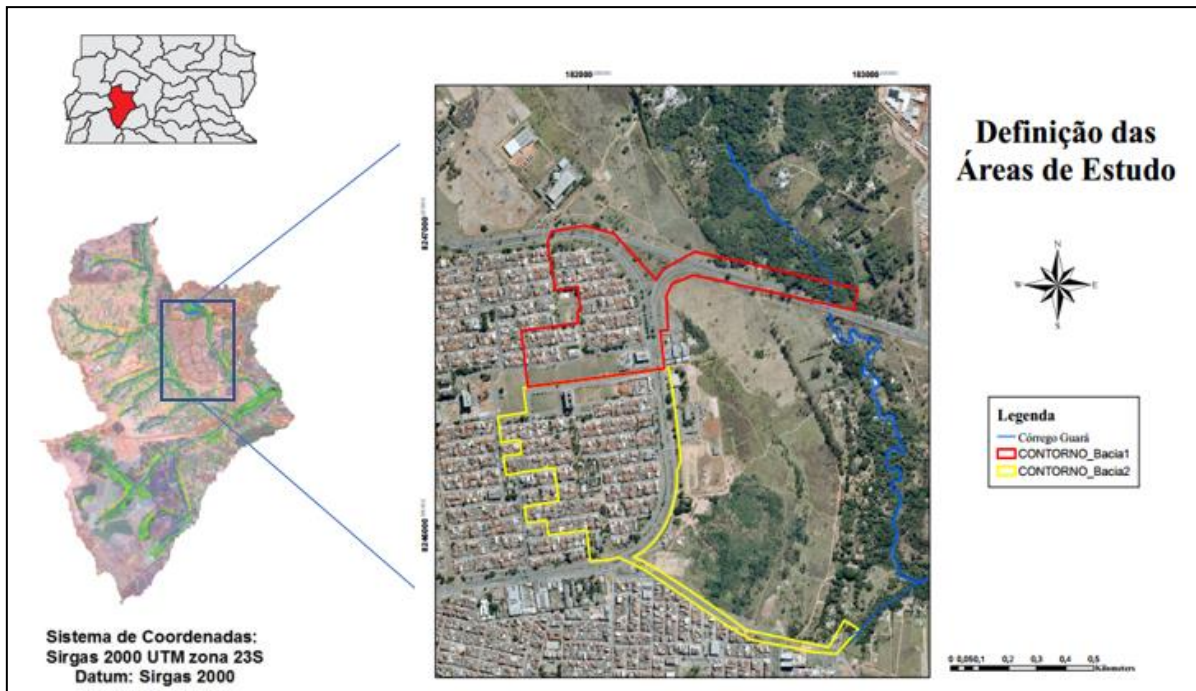
Oeste, respectivamente (CONCREMAT ENGENHARIA, 2009). A Figura 4.2 representa a localização e delimitação macrobacia do Guará II conforme apresentado no PDDU/DF.



**Figura 4.2:** Mapa de localização e delimitação da macrobacia do Guará II.

(Adaptado de CONCREMAT ENGENHARIA, 2009)

Para este projeto, adotaram-se duas subáreas de estudo denominadas Bacia 1 e Bacia 2, indicadas na Figura 4.3, que apresenta, também, a hidrografia da área de interesse, dentro da qual se encontra o Córrego Guará. A Tabela 4.1 apresenta alguns dados populacionais das áreas de estudo, considerou-se a média de moradores por domicílio urbano no Guará igual a 2,87 (CODEPLAN, 2015).



**Figura 4.3:** Mapa de delimitação das áreas de estudo.

(Adaptado de CODEPLAN, 2015)

**Tabela 4.1:** Informações populacionais.

Informações	Bacia 1	Bacia 2
Área (ha.)	23,19	30,86
Número de lotes	301	567
População*	864	1628

\*Calculada considerando a média de habitantes por domicílio urbano igual a 2,87.

## 4.2. ETAPA 3 - MODELAGEM NO PCSWMM

### 4.2.1. Definição dos cenários

A Resolução nº 09 de 08 de abril de 2011, da ADASA, 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*” determina, em seu Art. 5º, que a vazão máxima de lançamento de águas pluviais em corpo hídrico superficial é de 24,4L/s.ha para o tempo de retorno de 10 anos. Considerando a necessidade de atender ao que é preconizado pela ADASA a modelagem no PCSWMM buscou analisar a rede de drenagem existente e os resultados das propostas alternativas, de modo a identificar a solução que atendesse à legislação e que fosse capaz de garantir o não extravasamento e sobrecarga dos poços de visita da rede de drenagem, ou seja, que garantisse o melhor desempenho da rede.

Para tanto, foram criados cenários iniciais com diferentes arranjos estruturais para tal avaliação, conforme apresentado na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2:** Cenários do projeto.

<b>Cenário</b>	<b>Características</b>	<b>Tempo de Retorno Aplicado</b>
<b>Cenário Base</b>	Rede de drenagem urbana da área de estudo sem intervenções.	TR 2 e 10 anos
<b>Cenário 1</b>	Inserção de uma bacia de retenção de grande volume no final da rede de drenagem existente.	TR 10 anos
<b>Cenário 2</b>	Inserção de bacias de retenção de pequeno volume ao longo dos pontos críticos da rede, identificados de acordo com o cenário base.	TR 10 anos
<b>Cenário 3</b>	Inserção de trincheiras de infiltração em pontos estratégicos da área de estudo.	TR 2 anos
<b>Cenário 4</b>	Inserção de pavimentos permeáveis em vias pavimentadas da área de estudo.	TR 2 anos

Após análise dos resultados obtidos nos cenários iniciais, foi necessária a construção de outros dois cenários para que os objetivos propostos fossem alcançados. Tais cenários são apresentados na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3:** Cenários do projeto.

<b>Cenário</b>	<b>Características</b>	<b>Tempo de Retorno Aplicado</b>
<b>Cenário 5</b>	Inserção de trincheiras de infiltração e de pavimentos permeáveis na área de estudo.	TR 2
<b>Cenário 6</b>	Inserção de trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis e bacias de retenção na área de estudo.	TR 2

#### **4.2.2. Definição dos parâmetros**

A aplicação do modelo PCSWMM necessitou de uma série de parâmetros de entrada que subsidiaram a modelagem de interesse, a saber: i) precipitação; ii) infiltração; iii) volume de escoamento superficial; e, iv) rede de drenagem. Ressalta-se que a caracterização da área em termos de pedologia, hidrografia, relevo, uso e ocupação do solo, entre outras, também serviu como dados de entrada no sistema.

#### **➤ Precipitação**

Para a realização das análises iniciais foi utilizada uma chuva de projeto obtida por meio da Curva de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) definida no PDDU/DF, conforme apresentada pela Equação 4.1.

$$I = \frac{1574,70 * T_R^{0,207}}{(t_c + 11)^{0,884}} \quad \text{Equação 4.1}$$

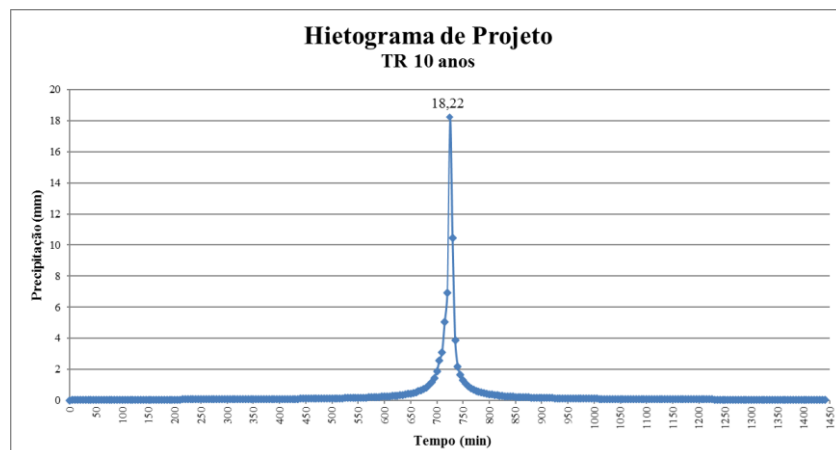
Onde:

I = Intensidade (mm/h);

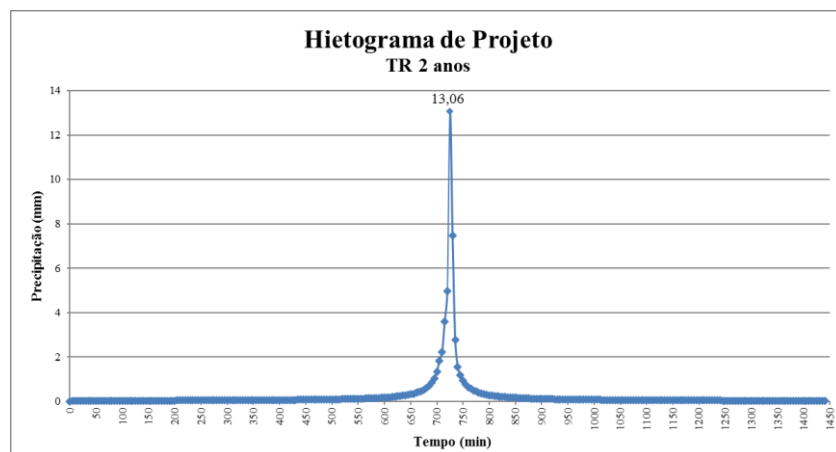
TR = Tempo de Retorno (anos);

$t_c$  = Duração da chuva (minutos).

Para a análise da rede de drenagem adotou-se Tempo de Retorno de 10 anos e duração da chuva de 24 horas, discretizada em intervalos de 5 em 5 minutos e organizada por meio do método dos blocos alternados, conforme estabelecido pelo PDDU/DF. A análise da aplicação das estruturas LIDs foi realizada para o Tempo de Retorno de 2 anos também definido no PDDU/DF.



**Figura 4.4:** Hietograma da chuva de projeto para TR = 10 anos.



**Figura 4.5:** Hietograma da chuva de projeto para TR = 2 anos.

### ➤ **Infiltração**

A representação da infiltração neste projeto foi realizada pelo método Curva Número (CN). Os valores adotados para o CN de acordo com cada classe identificada na área de estudo são apresentados na Tabela 4.3.

**Tabela 4.4:** Valores de CN aplicados no projeto.

Classe	CN
Área Comercial	89
Área Residencial	89
Pavimentos	98
Solo Exposto	68
Vegetação	25

### ➤ **Volume do Escoamento Superficial**

Para a determinação do volume do escoamento superficial será utilizado o método *Nature Resources Conservation Service* (NRCS), que o programa aproxima a estimativa do método CN do volume do escoamento total, desde que sejam observadas as etapas descritas em (USEPA, 2016b).

Com isso, o volume do escoamento é definido por meio das Equações 4.2 e 4.3, apresentadas a seguir.

$$R = \frac{(P-AI)^2}{P-AI+S} \quad \text{Equação 4.2}$$

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Equação 4.3}$$

Onde:

R = Precipitação efetiva (mm)

P = Precipitação total (mm);

AI = Abstração inicial (mm);

S = Capacidade de armazenamento de água no solo (mm);

CN = Curva Número.

### ➤ **Rede de Drenagem**

A rede de drenagem foi construída no PCSWMM com base nas informações disponíveis no Geoportal-SEGETH (GDF, 2015) e nas plantas da rede fornecidas pela ADASA. Tais

informações compreendiam os diâmetros e profundidade da rede, bem como as cotas dos PVs. Adotou-se rugosidade dos condutos igual a 0,018 correspondente à uma tubulação de concreto em mal estado.

A declividade média das sub-bacias utilizadas na modelagem foi determinada por meio do mapa de declividade construído no ArcGIS. Tais informações foram importadas para o PCSWMM e atribuídas a cada sub-bacia por meio do comando *Area Weighting*.

#### **4.2.3. Método Racional**

Para o presente projeto não foi possível realizar a calibração e verificação da modelagem com o uso de dados experimentais, pois para a área de estudo tais dados ainda não existem. Por este motivo foi aplicado o método racional para avaliar se os valores da vazão de pico, definidos nas simulações de escoamento superficial, são coerentes. Neste caso, comparou-se os valores obtidos para a simulação com tempo de retorno de 10 anos com os valores calculados por meio do método racional.

#### **4.2.4. Simulação do escoamento superficial**

A simulação do escoamento superficial foi realizada com a finalidade de estudar a rede de drenagem existente na área de estudo, na qual foram identificados os pontos críticos, passíveis de extravasamento e sobrecarga, cuja saída dos resultados foi dada por meio de hidrogramas.

Com base nos resultados obtidos dessas simulações foram analisados os cenários propostos de arranjos de estruturas do tipo LID, nos quais foi analisada o desempenho da rede de drenagem com o auxílio das técnicas compensatórias.

#### **4.2.5. Simulação da qualidade da água**

Foi realizada a simulação da concentração da carga de DQO (Matéria Orgânica) em função dos diferentes tipos de uso e ocupação do solo. Para a modelagem no PCSWMM foram utilizadas as funções Exponencial para a determinação do *buildup* e do *washoff*, apresentadas nas Tabelas 3.10 (Equação 3.2) e 3.11 (Equação 3.4), respectivamente, aplicadas no Cenário Base para o TR de 10 anos com o objetivo de conhecer o comportamento da carga de matéria orgânica na área de estudo.

Para esta simulação foi determinada a DQO como poluente e definidos os usos do solo que contribuem para a carga da matéria orgânica na área de estudo, a saber: i) Áreas residenciais;

ii) Áreas comerciais; iii) Solo exposto; e, iv) Pavimentos. Como não havia dados de qualidade disponíveis para a área de estudo, a definição dos coeficientes das equações foi realizada por meio de correlação regional com base nas características físicas do local, a exemplo do que fez Montenegro (2011) em seu estudo, realizado em uma bacia hidrográfica do Plano Piloto no Distrito Federal. Para tanto, foram utilizados os coeficientes determinados por Costa (2013).

#### 4.2.6. Análise de Custos

Foi realizada uma análise de custo das intervenções propostas nos cenários. Para tanto, utilizaram-se dados financeiros do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), de outubro de 2018, para as estruturas LIDs. Os serviços contabilizados nesta análise são apresentados na Tabela 4.5. Foram considerados apenas os custos de investimento (construção) sem inclusão dos custos de operação e manutenção das alternativas analisadas.

**Tabela 4.5:** Serviços contabilizados na análise de custo.

(Adaptado de SINAPI, 2018)

Trincheiras de Infiltração		Pavimentos Permeáveis	
Código	Serviços	Código	Serviços
83739	Fornecimento e assentamento de manta geotêxtil	92400	Execução de pátio/estacionamento em piso intertravado, com bloco retangular cor natural de 20 x 10 cm, espessura 10 cm. Af_12/2015
90105	Escavação mecanizada de vala com profundidade até 1,5 m, largura menor que 0,8 m, em solo de 1a categoria, locais com baixo nível de interferência.	92401	Execução de via em piso intertravado, com bloco retangular de 20 x 10 cm, espessura 10 cm. Af_12/2015
4743	Fornecimento de cascalho (cascalho de cava)	92392	Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco pisograma de 35 x 25 cm, espessura 8 cm. Af_12/2015
74034/1	Espalhamento de material de 1a categoria com trator de esteira com 153hp	98503	Plantio de grama em pavimento concregrama. Af_05/2018
9836	Tubo PVC esgoto DN 100		
83656	Colchao drenante c/ 30cm pedra britada n.3/filtro transicao manta geotextil 100% polipropileno ou poliester incl fornec/colocmat		
83667	Camada drenante com areia media		

Para a definição dos custos das bacias de detenção utilizaram-se os valores fornecidos pelo Contrato da NOVACAP 2018 para as Bacias de Detenção do Vicente Pires/DF.



#### **4.3. ETAPA 4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**

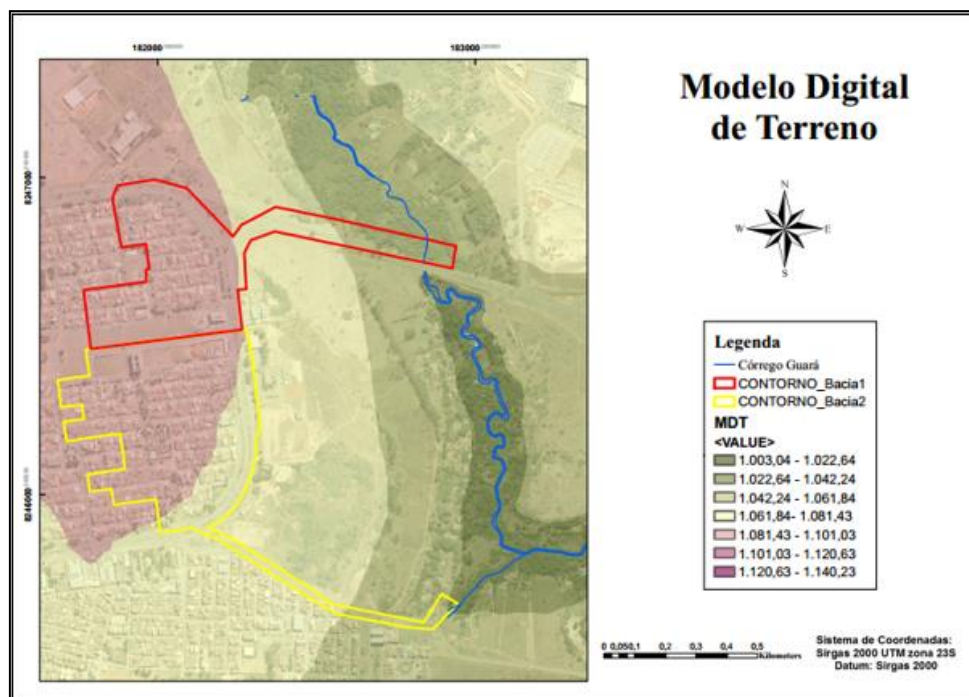
Com a realização das simulações no PCSWMM foi possível obter informações que permitiram uma discussão acerca do atual estado da rede de drenagem da área de estudo, bem como da qualidade da água de seu corpo receptor. Foram analisadas, também, formas de melhorar o desempenho da rede de drenagem existente por meio da aplicação de técnicas compensatórias e com isso propor recomendações do que poderia ser realizado na região do Guará II.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

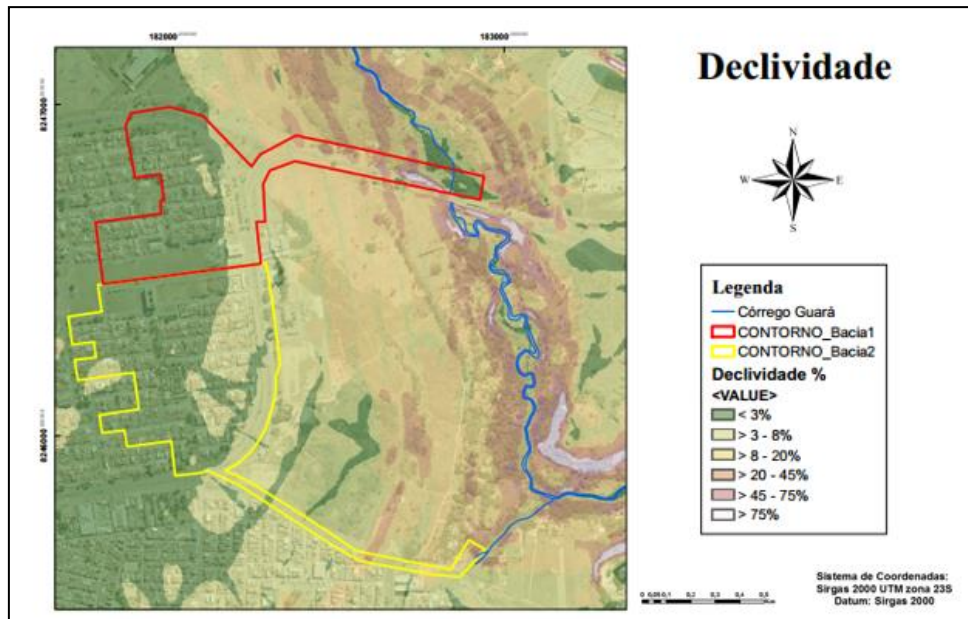
### 5.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

O Guará corresponde à Região Administrativa X (RA X) do DF e se originou em 1967 para comportar as habitações destinadas às moradias dos funcionários da NOVACAP. Após sua inauguração, em 1969, a expansão urbana prosseguiu e em 1972 surgiu o Guará II, destinado à moradia dos funcionários públicos do Governo Federal (CODEPLAN, 2015).

São apresentados o mapa de elevação do terreno (MDT), construído com a partir de curvas de nível espaçadas entre si a cada 5 m, e o mapa de declividade da área de estudo nas Figuras 5.1 e 5.2, respectivamente. Ressalta-se que os mapas apresentados foram elaborados pela autora deste projeto e que a base de dados utilizada para a construção dos mapas de Hidrografia, MDT, Declividade e Uso e Ocupação do Solo são provenientes do GeoPortal/DF da Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação (SEGETH). Já para o mapa de Pedologia utilizou-se a base de dados da Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal (ADASA).



**Figura 5.1:** Mapa do modelo digital de terreno da área de estudo.



**Figura 5.2:** Mapa de declividade da área de estudo.

A partir dos mapas apresentados acima é possível observar que a elevação mínima da área de estudo é de 1.003,04 metros e a elevação máxima alcança 1.140,23 metros. A declividade média do terreno é de 3,6%, sendo identificada que a maior parte da área urbanizada se encontra em declividade inferior a 3%, ou seja, o terreno é predominantemente suave, tornando-se acidentado ao se aproximar do corpo hídrico. Por meio da definição da Pedologia, constatou-se que 100% do solo da área de estudo classifica-se como Latossolo Vermelho-Escuro. Este tipo de solo está classificado no grupo A, sendo então definido por suas características permeáveis que produzem baixo escoamento e alta infiltração.

Os tipos de uso e ocupação do solo para as Bacias 1 e 2 são apresentados nas Figuras 5.3 e 5.4, respectivamente, cujas principais informações são apresentadas na Tabela 5.1.

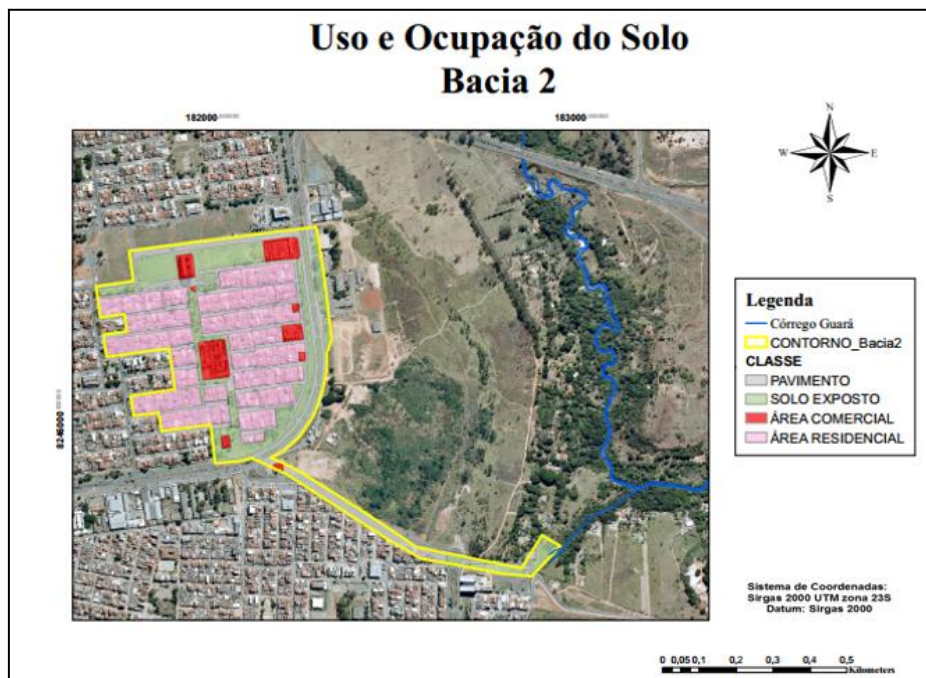
**Tabela 5.1:** Informações de uso e ocupação do solo das bacias de estudo.

	<b>Bacia 1</b>		<b>Bacia 2</b>	
	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>%</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>%</b>
<b>Área Total</b>	231.903,89	100	308.618,27	100
<b>Área Comercial</b>	17.550,00	7,57	21.890,00	7,09
<b>Área Residencial</b>	64.380,00	27,76	131.870,00	42,73
<b>Pavimentos</b>	60.858,47	26,24	79.500,00	25,76
<b>Solo Exposto</b>	28.978,47	12,50	75.358,27	24,42
<b>Vegetação</b>	60.136,95	25,93	0,00	0,00

Observa-se pela Tabela 5.1 acima que maior parte do solo das bacias de estudo é ocupado por Áreas Residenciais, com cerca de 27% na Bacia 1 e 42% na Bacia 2, seguido pela ocupação de Pavimentos e Solo Exposto. A Bacia 1 também apresenta uma porção de sua área ocupada por Vegetação, onde se encontra o Parque Guará.



**Figura 5.3:** Mapa de uso e ocupação do solo da Bacia 1.



**Figura 5.4:** Mapa de uso e ocupação do solo da Bacia 2.

Com os mapas de uso e ocupação do solo de cada bacia de estudo foi possível definir o valor do CN médio, sendo 72,92 e para a Bacia 1 e 86,19 para a Bacia 2.

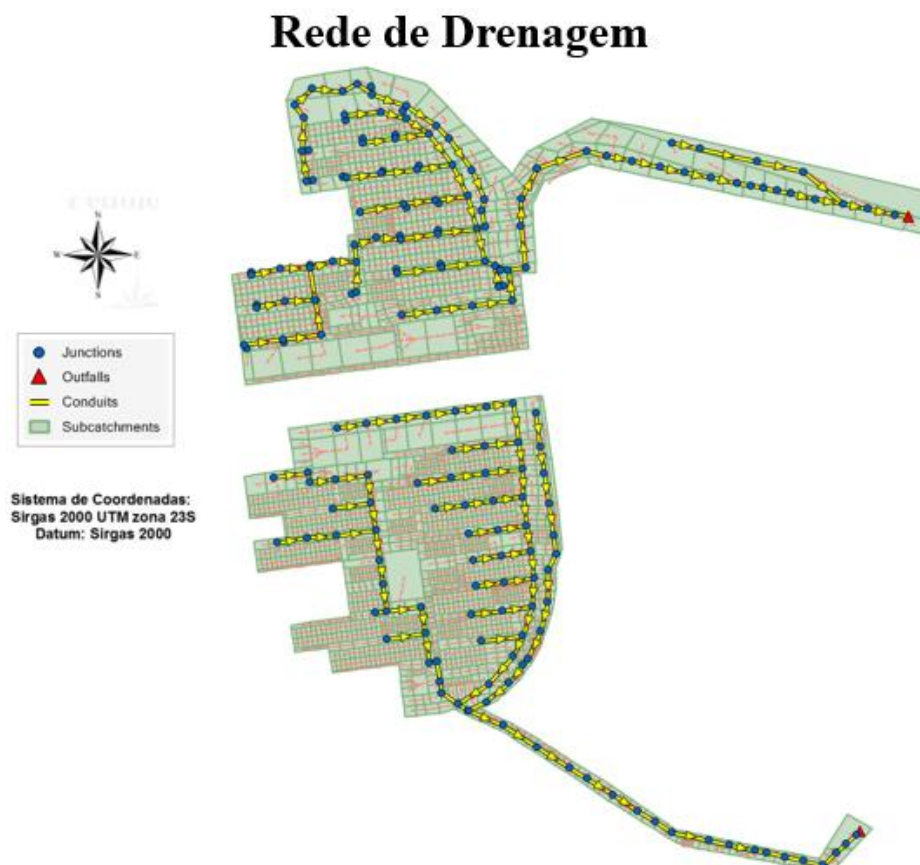
Por fim foram desenhadas as redes de drenagem e determinadas as sub-bacias de cada bacia de estudo, conforme apresentado na Figura 5.5. A Tabela 5.2 apresenta um resumo das especificações da rede de drenagem.

**Tabela 5.2:** Resumo das especificações da rede de drenagem das bacias de estudo.

	Bacia 1	Bacia 2
Área total (ha.)	23,19	30,86
CN médio	72,92	86,19
Número de poços de visita	103	90
Número de sub-bacias	739	1.182
Rugosidade dos condutos*	0,018	0,018

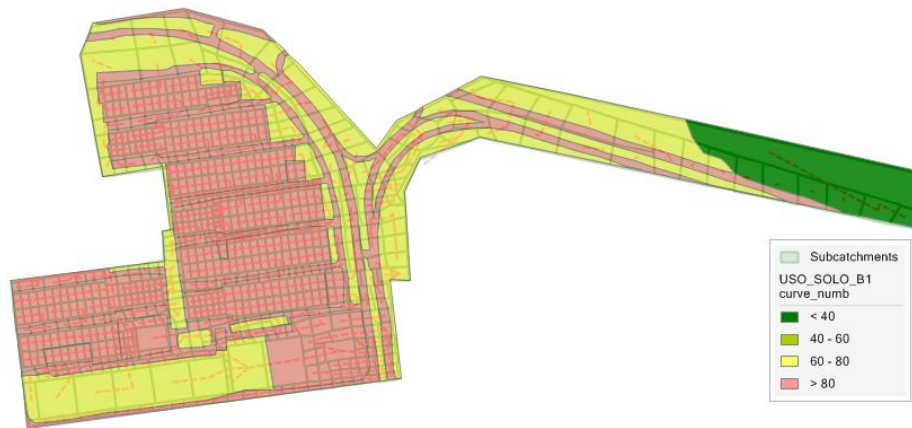
\*Considerou-se condutos em mal estado de conservação.

Buscou-se determinar as sub-bacias de cada área de acordo com o tipo de uso e ocupação do solo, o que só foi possível para alguns casos, como área residencial e comercial. Por esse motivo, é possível observar a existência de mais de um tipo de uso do solo por sub-bacia.



**Figura 5.5:** Rede de drenagem das Bacias 1 e 2.

Ressalta-se que para a modelagem no PCSWMM não foi utilizado o CN médio, mas sim o CN correspondente para cada sub-bacia definida. Para isso foi utilizada a média ponderada de cada sub-bacia que permite definir esse valor de acordo com cada tipologia identificada na sub-bacia, cujas representações para as bacias de estudo são apresentadas nas Figuras 5.6 e 5.7.



**Figura 5.6:** CN aplicado na modelagem no PCSWMM para a Bacia 1.



**Figura 5.7:** CN aplicado na modelagem no PCSWMM para a Bacia 2.

## 5.2. SIMULAÇÕES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

### 5.2.1. Cenário Base

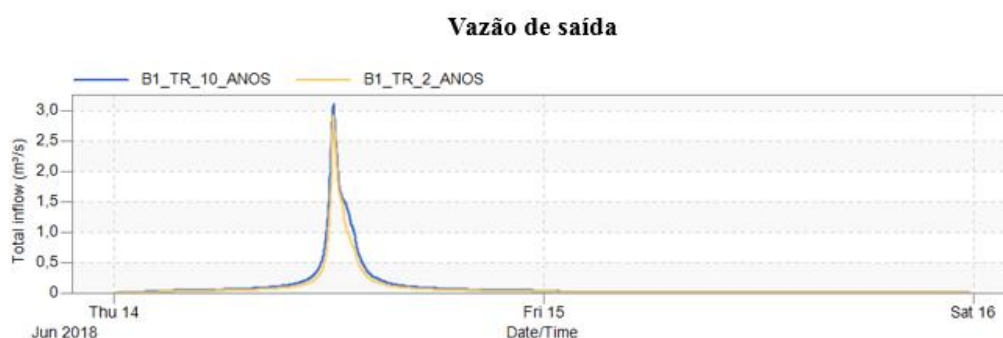
O Cenário Base consiste na rede de drenagem em sua forma original, sem nenhuma intervenção, conforme se encontra atualmente, analisado nos Tempos de Retorno de 10 e 2 anos. Adotou-se TR = 10 anos por especificação da NOVACAP, já o TR = 2 anos é adotado para as simulações com aplicações de estruturas LIDs por se tratar do tempo de retorno no qual tem se observado resultados mais satisfatórios (Camuzi, 2017; Fileni, 2017) . Por meio desta primeira modelagem foi possível identificar os pontos críticos da rede atual, ou seja, passíveis de extravasamento e sobrecarga. Neste caso, considera-se um conduto com sobrecarga quando este atua como um conduto forçado, totalmente preenchido. Esta situação deve ser evitada, de acordo com as especificações do Termo de Referência e Especificações para Elaboração de Projetos de Sistema de Drenagem Pluvial no Distrito Federal, da NOVACAP, que estabelece que as redes tubulares devem ter sua ocupação máxima correspondente a 82% do diâmetro. As Tabelas 5.3 e 5.4 apresentam os principais resultados da primeira modelagem. As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam os hidrogramas gerados para os cenários base .

**Tabela 5.3:** Principais resultados do cenário base para a Bacia 1.

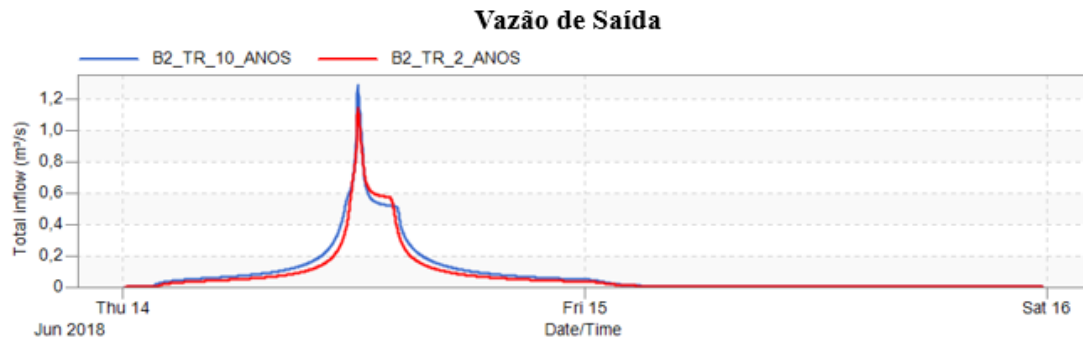
Cenário Base	Bacia 1			
	PVs com Extravasamento	PVs com Sobrecarga	Vazão de saída (m <sup>3</sup> /s)	Volume de Escoamento (m <sup>3</sup> )
TR 10 anos	24	67	3,121	101400
TR 2 anos	20	53	2,928	72640

**Tabela 5.4** Principais resultados do cenário base para a Bacia 2.

Cenário Base	Bacia 2			
	PVs com Extravasamento	PVs com Sobrecarga	Vazão de saída (m <sup>3</sup> /s)	Volume de Escoamento (m <sup>3</sup> )
TR 10 anos	39	69	1,297	137100
TR 2 anos	36	55	1,146	98300



**Figura 5.8:** Hidrogramas de saída da Bacia 1.



**Figura 5.9:** Hidrogramas de saída da Bacia 2.

Com base na tabela e nas figuras apresentadas acima é possível observar que a vazão de pico das bacias de estudo é considerada pequena quando se compara com outros trabalhos que utilizaram a mesma metodologia como, por exemplo, os trabalhos de Camuzi (2017) e Fileni (2017). Isso acontece porque a área total de estudo do presente projeto é muito pequena em comparação com a área de estudo dos trabalhos citados, que possuem área na ordem de 200 ha. Para este projeto não foi possível realizar a calibração devido à falta de dados experimentais para tal. Portanto, como forma de verificar se os valores obtidos na simulação do cenário base são coerentes, optou-se por utilizar o Método Racional com o objetivo de comparar os valores de vazão máxima.

O método foi determinado pela Equação 5.1:

$$Q = \frac{C.I.A}{360} \quad \text{Equação 5.1}$$

Onde:

Q = vazão de pico (m<sup>3</sup>/s)

C = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional)

I = Intensidade média da chuva (mm/h)

A = área da bacia (ha)

O coeficiente de escoamento foi adotado de acordo com os valores de referência estabelecidos no TR da NOVACAP, a intensidade média da chuva foi calculada pela Curva I-D-F do PDDU/DF (Equação 4.1), considerando a duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia. Este tempo foi calculado pela Equação de Vem Te Chow, apresentada na Equação 5.2.

$$t_c = 5,46 \cdot \frac{L^{0,44}}{I^{0,32}} \quad \text{Equação 5.2}$$

Onde:



$t_c$  = Tempo de concentração (m)

L = Comprimento horizontal do talvegue (m/m)

I = Declividade média do talvegue (m/m)

Com isso os resultados da aplicação do método racional para as Bacias 1 e 2 são apresentados na Tabela 5.5.

**Tabela 5.5:** Resultados do método racional.

	<b>Bacia 1</b>	<b>Bacia 2</b>
<b>Área total (ha.)</b>	23,19	30,86
<b>Tempo de Retorno (anos)</b>	10	10
<b>Maior extensão de drenagem (km)</b>	1,507	1,692
<b>Declividade (m/m)</b>	0,089	0,024
<b>Coefficiente de escoamento (adimensional)</b>	0,4792	0,3700
<b>Tempo de concentração (min.)</b>	16,21	26,42
<b>I (mm/h)</b>	136,73	103,16
<b>Q<sub>mét.racional</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	4,221	3,272
<b>Q<sub>PCSWMM</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	3,514	2,622
<b>Erro percentual</b>	16,74	19,86

Observa-se que os valores da vazão de pico gerada na simulação diferem do valor calculado por meio do método racional. No entanto, o erro entre os valores é de cerca de 16% para a Bacia 1 e 19% para a Bacia 2. Como os valores são abaixo de 20%, é possível afirmar que os resultados da simulação são satisfatórios (Costa, 2013; Franco, 2004).

### 5.2.2. Cenários 1 e 2 – Bacias de Detenção

Os Cenários 1 e 2, simulados para o tempo de retorno de 10 anos, consistiram na inserção de bacias de detenção no final da rede e ao longo da rede, respectivamente. O objetivo destes cenários era atender a Resolução nº 09/2011 da ADASA que estabelece que a vazão máxima de lançamento de águas pluviais em um corpo hídrico superficial é de 24,4L/s.ha. A mesma resolução define como deve ser calculado o volume de uma bacia de detenção para áreas inferiores a 200ha. (Equação 5.3).

$$V = (4,705 * A_i) * A_c \quad \text{Equação 5.3}$$

Onde:

V = Volume (m<sup>3</sup>)

A<sub>i</sub> = % de área impermeável do terreno

A<sub>c</sub> = Área de contribuição do empreendimento (ha.)

Dimensionou-se, também, o orifício de saída de cada bacia de detenção de acordo com a Equação 5.4 e a Figura 5.10 (PORTO, 2006).

$$Q = \frac{2}{3} * C_d * A * \sqrt{2g} * \frac{h_2^{\frac{3}{2}} - h_1^{\frac{3}{2}}}{h_2 - h_1} \quad \text{Equação 5.4}$$

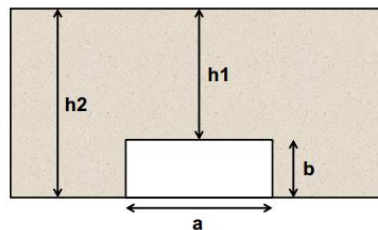
Onde:

Q = Vazão de saída do orifício (m<sup>3</sup>/s)

C<sub>d</sub> = Coeficiente de descarga

A = Área do orifício (m<sup>2</sup>)

g = Aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)



**Figura 5.10:** Dimensionamento dos orifícios de saída de bacias de detenção.

**Tabela 5.6:** Dados utilizados no cálculo do volume das bacias de detenção.

	Bacia 1	Bacia 2
A <sub>c</sub> (ha.)	23,19	30,86
A <sub>i</sub> (%)	61,57	75,58

Com isso foram dimensionadas bacias de detenção (BD) para as Bacias de estudo 1 e 2. Com a modelagem foi possível verificar se a resolução estava sendo atendida e, em caso positivo, analisou-se se o volume da BD calculado poderia ser otimizado, considerando a vazão máxima permitida para cada área de estudo, sendo 0,57 m<sup>3</sup>/s para a Bacia 1 e 0,75 m<sup>3</sup>/s para a Bacia 2. Para tal análise foram construídos outros cenários de simulação. Os resultados do Cenário 1 são apresentados a seguir.

**Tabela 5.7:** Resultados Cenário 1 para a Bacia 1.

	CENÁRIO 1			
	1A*	1B**	1C**	1D**
<b>Dimensões do orifício de saída (m)</b>	a = 2 b = 1	a = 2 b = 1	a = 2 b = 1	a = 2 b = 1
<b>Volume da Bacia de detenção (m<sup>3</sup>)</b>	6.718,310	10.500,00	11.900,00	13.502,00
<b>Vazão Cenário Base (m<sup>3</sup>/s)</b>	3,121	3,121	3,121	3,121
<b>Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	1,648	0,9443	0,7490	0,5642

\*Volume da BD calculado pela metodologia da Resolução nº 09/2011 da ADASA.

\*\*Volume calculado pela modelagem no PCSWMM.

Os resultados apresentados acima mostram que o volume da bacia de detenção dimensionado pela metodologia da ADASA não foi capaz de garantir a vazão máxima na saída da Bacia 1, neste caso, a metodologia proposta não é satisfatória, visto que o valor máximo para B1 deveria ser 0,57m<sup>3</sup>/s, e a vazão máxima calculada seria de 1,648 m<sup>3</sup>/s, ou seja quase 3 vezes mais que o permitido. Com isso, foi necessária a criação de outros cenários nos quais se buscou reduzir a vazão de saída até o atendimento do valor máximo permitido. Assim, o melhor cenário para a Bacia 1 é o Cenário 1D, no qual a bacia de detenção no final da rede deve ter o volume de 13.502 m<sup>3</sup> para atingir 0,57m<sup>3</sup>/s de vazão máxima.

A Tabela 5.8 apresenta os resultados do Cenário 1 para a Bacia 2.

**Tabela 5.8:** Resultados Cenário 1 para a Bacia 2.

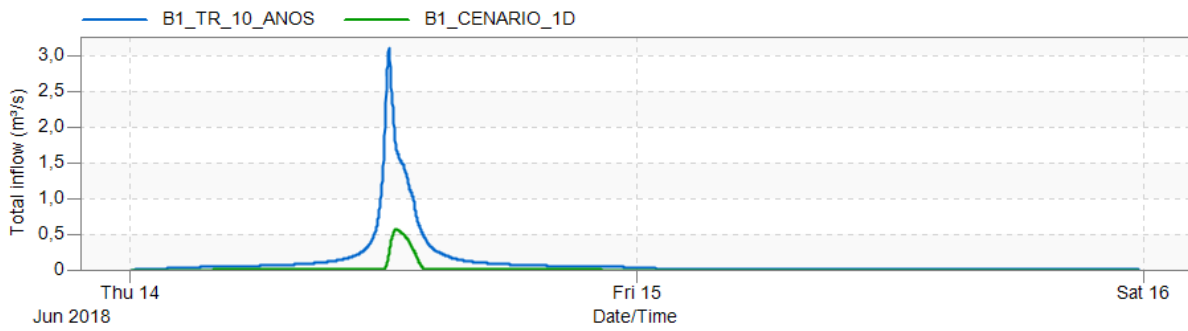
	<b>CENÁRIO 1</b>	
	<b>1A*</b>	<b>1B**</b>
<b>Dimensões do orifício de saída (m)</b>	a = 2 b = 1	a = 2 b = 1
<b>Volume da Bacia de detenção (m<sup>3</sup>)</b>	10.974,821	3.636,00
<b>Vazão Cenário Base (m<sup>3</sup>/s)</b>	1,297	1,297
<b>Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,027	0,745

\*Volume da BD calculado pela metodologia da Resolução nº 09/2011 da ADASA.

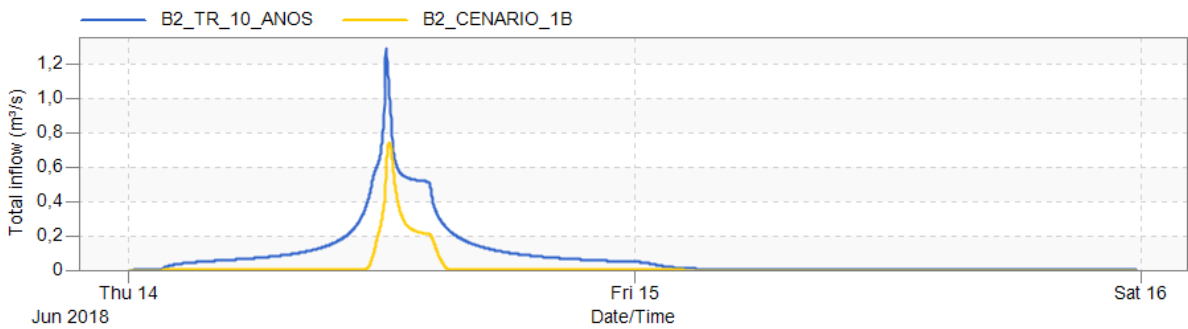
\*\*Volume calculado pela modelagem no PCSWMM.

Para a Bacia 2 a metodologia da ADASA para a determinação do volume da bacia de detenção foi capaz de reduzir a vazão de saída, atendendo ao que está estabelecido na resolução. A vazão máxima de saída permitida nesta área é de 0,75 m<sup>3</sup>/s, com isso, buscou-se diminuir o volume da BD de modo a se alcançar o valor máximo de vazão. Assim, o Cenário 1B se mostrou o melhor para a Bacia 2, uma vez que atende à legislação e garantem uma redução do volume da BD.

Observa-se que a inserção de bacias de detenção no final da rede foi capaz de amenizar a vazão de pico, conforme apresentado nas Figuras 5.11 e 5.12. Esse comportamento também é identificado em outros trabalhos que utilizaram a mesma metodologia de simulação como Fileni (2017).

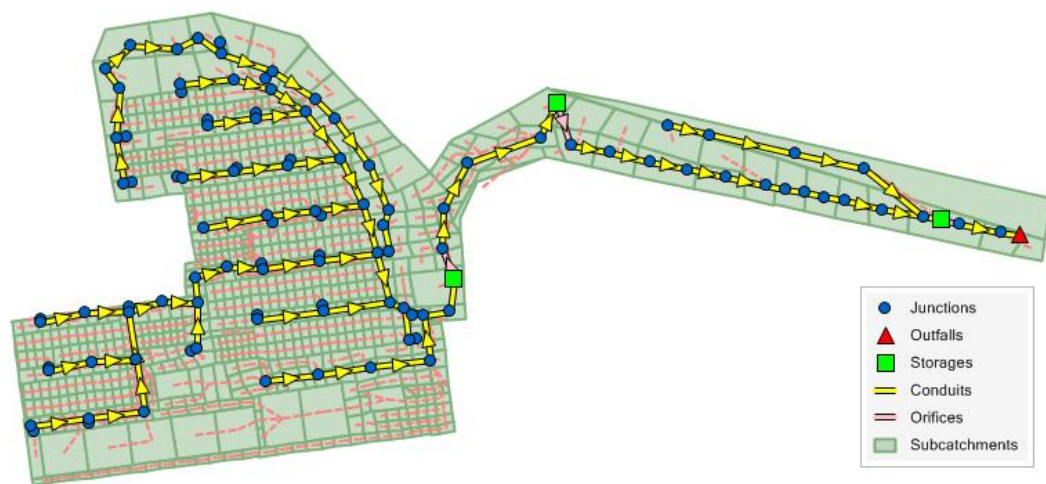


**Figura 5.11:** Hidrograma de saída dos Cenário Base e 1D para a Bacia 1.



**Figura 5.12** Hidrograma de saída dos Cenários Base e 1B para a Bacia 2.

O mesmo processo de análise foi aplicado para o Cenário 2, no qual foram dimensionadas bacias de detenção de pequenos volumes dispostas ao longo da rede de drenagem. As Figuras 5.13 e 5.14 apresentam a localização das bacias de detenção no Cenário 2C.



**Figura 5.13:** Localização das bacias de detenção no Cenário 2C para a Bacia 1.



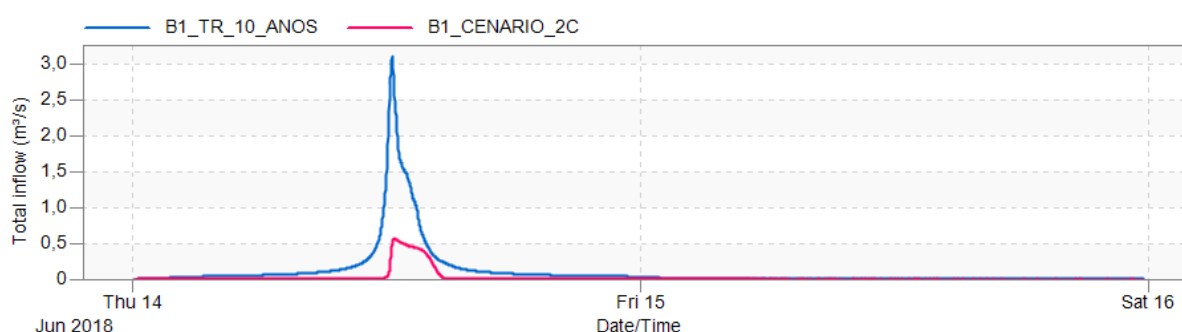
**Figura 5.14:** Localização das bacias de detenção no Cenário 2C para a Bacia 2.

Importante ressaltar que os trechos da rede de drenagem em vermelho e em amarelo, nas figuras acima indicam aqueles onde a tubulação sofre extravasamento e sobrecarga, respectivamente. Os resultados da simulação do Cenário 2 são apresentados na Tabela 5.10.

**Tabela 5.9:** Resultados Cenário 2 para a Bacia 1.

	CENÁRIO 2										
	2A				2B				2C		
<b>Quantidade de bacias de detenção</b>	4				4				3		
<b>Bacia de Detenção (BD)</b>	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3
<b>Dimensões do orifício de saída (m)</b>	a = 1 b = 0,5	a = 1 b = 0,5	a = 1 b = 0,5	a = 1 b = 0,5	a = 1 b = 0,5	a = 0,7 b = 0,5	a = 1 b = 0,5	a = 1 b = 0,5	a = 1 b = 0,5	a = 0,7 b = 0,5	a = 0,7 b = 0,5
<b>Volume Total das bacias de detenção (m³)</b>	9800,00				12550,00				10300,00		
<b>Vazão Cenário Base (m³/s)</b>	3,121				3,121				3,121		
<b>Vazão de saída (m³/s)</b>	1,906				0,5625				0,5641		

Cenário 2B foi capaz de atender à legislação e reduzir o volume total das BD quando comparado com o Cenário 1D, no entanto, como ainda não havia se alcançado o limite máximo para a vazão de saída foi possível otimizar esta alternativa. Neste caso, o Cenário 2C foi o que apresentou melhor resultado para a Bacia 1, uma vez que o arranjo proposto foi capaz de atender à vazão de saída máxima permitida e, também, de reduzir o volume total necessário para as bacias de detenção em comparação com o Cenário 1D. Ou seja, o Cenário 2C atende à legislação e otimiza o volume de bacias necessárias para esta área. A Figura 5.15 apresenta o hidrograma de saída do Cenário 2C, onde é possível se observar a redução do pico da vazão e sua suavizada.



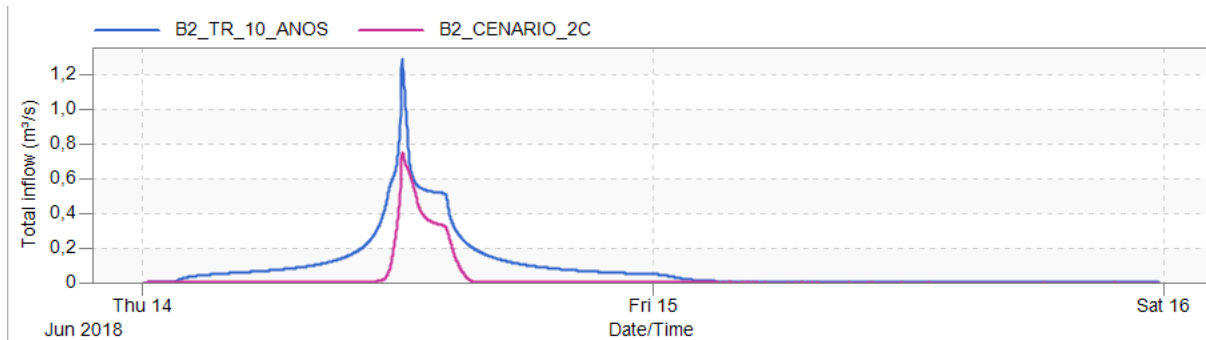
**Figura 5.15:** Hidrograma de saída dos Cenário Base e 2C para Bacia 1.

**Tabela 5.10:** Resultados Cenário 2 para a Bacia 2.

	CENÁRIO 2											
	2A				2B				2C			
<b>Quantidade de bacias de detenção</b>	4				4				4			
<b>Bacia de Detenção</b>	BD1	BD2	BD3	BD4	BD1	BD2	BD3	BD4	BD1	BD2	BD3	BD4
<b>Dimensões do orifício de saída (m)</b>	a = 0,7 b = 0,5				a = 0,7 b = 0,5				a = 0,7 b = 0,5			
<b>Volume Total das bacias de detenção (m³)</b>	5.450,00				2.400,00				3.640,00			
<b>Vazão Cenário Base (m³/s)</b>	1,297				1,297				1,297			
<b>Vazão de saída (m³/s)</b>	0,704				0,8994				0,7504			

A vazão máxima é atendida nos cenários 2A e 2C, no entanto, considera-se o Cenário 2C melhor, pois possui um volume total de BD menor (3.640 m³). A simulação do Cenário 2 para a Bacia 2 não se mostrou satisfatória em termos do volume necessário de bacias de detenção quando comparado com o Cenário 1B, no qual o volume total necessário para a estrutura foi de

3.636 m<sup>3</sup>., ou seja, há atendimento da resolução, mas não há otimização no volume necessário para a implementação das bacias de detenção em nenhum dos arranjos propostos. Na Figura 5.16 é apresentado o hidrograma de saída para o Cenário 2C, no qual se pode observar a redução do pico de vazão.



**Figura 5.16:** Hidrograma de saída dos Cenário Base e 2C para Bacia 2.

### 5.2.3. Cenários 3 e 4 – Estruturas LIDs

Os Cenários 3 e 4 consistiram na implementação de Trincheiras de Infiltração e Pavimentos Permeáveis nas áreas de estudo, respectivamente, cujas simulações foram realizadas para o tempo de retorno de 2 anos. Nestes cenários o objetivo foi melhorar o desempenho da rede de drenagem por meio da redução do número de poços de visitas extravasados e com sobrecarga.

Para a simulação do Cenário 3, adotou-se trincheiras de infiltração com largura fixa de 0,80 m e profundidade de 1,0 m, sendo essa dividida em 550 mm para a camada de superficial e 450 mm para a camada de armazenamento, conforme recomenda o manual do PCSWMM. Foi adotado coeficiente de Manning igual a 0,41 e condutividade hidráulica saturada igual a 461,07 mm/h (Lima *et al.*, 2014). A Tabela 5.11 apresenta os parâmetros de entrada utilizados na simulação de trincheiras de infiltração.

**Tabela 5.11:** Parâmetros de entrada das trincheiras de infiltração.

(Adaptado de CHI WATER, 2018 e Lima *et al.*, 2014)

Trincheiras de Infiltração	
Profundidade da camada superficial (mm)	550
Profundidade da camada de armazenamento (mm)	450
Coefficiente de Manning	0,41
Condutividade hidráulica saturada (mm/h)	461,07

As trincheiras foram inseridas nos lotes de cada área, com largura fixa de 0,80m e comprimento definido de acordo com a tipologia de cada lote, conforme apresentado na Tabela 5.12.

**Tabela 5.12:** Tipologias dos lotes da área de estudo.

Tipologia	Comprimento (m)	Tipologia	Comprimento (m)
1	9,935	6	59,966
2	7,971	7	47,959
3	10,005	8	40,017
4	39,708	9	25,021
5	39,925	10	100,056

Para a Bacia 1 foram colocadas trincheiras de infiltração em todos os lotes da área, já para a Bacia 2 as trincheiras foram inseridas em alguns lotes da área, uma vez que a inserção das LIDs em todos os lotes não obteve resultado satisfatório. A Figura 5.17 mostra quais lotes da Bacia 2 não receberam trincheiras, destacados em vermelho.



**Figura 5.17:** Aplicação de trincheiras de infiltração na Bacia 2.

Lotes em vermelho não receberam LIDs.

Com tais parâmetros definidos foi possível simular o Cenário 3, cujos resultados são apresentados na Tabela 5.13.

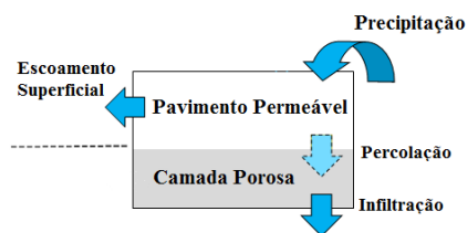
**Tabela 5.13:** Resultados do Cenário 3 para a área de estudo.

	Cenário Base		CENÁRIO 3	
	Bacia 1	Bacia 2	Bacia 1	Bacia 2
			<b>3A</b>	<b>3A</b>
<b>Vazão de pico (m³/s)</b>	2,928	1,146	2,928	1,142
<b>PVs extravasados</b>	20	36	21	33
<b>PVs com sobrecarga</b>	53	55	52	46



A inserção das trincheiras de infiltração na área de estudo não foi capaz de melhorar a vazão de saída, como era o esperado, a exemplo de outros trabalhos como o de Camuzi (2017). Em comparação com o Cenário Base, o Cenário 3A para a Bacia 1 não conseguiu melhorar os problemas de desempenho da rede, ou seja, não houve melhoras no número de PVs com extravasamento e com sobrecarga.. Já para o Cenário 3A da Bacia 2, em relação ao Cenário Base, mostrou uma melhora mínima no extravasamento e na sobrecarga do sistema.

O Cenário 4 consistiu na inserção de pavimentos permeáveis nas vias pavimentadas das áreas de estudo. A Figura 5.18 traz a representação dos pavimentos permeáveis de acordo com o Manual do PCSWMM.



**Figura 5.18:** Representação dos pavimentos permeáveis no PCSWMM.

(Adaptado de CHI WATER, 2018)

A Tabela 5.14 apresenta os parâmetros de entrada utilizados na simulação dos pavimentos permeáveis.

**Tabela 5.14:** Parâmetros de entrada dos pavimentos permeáveis.

(Adaptado de CHI WATER, 2018 e Lima *et al.*, 2014)

Pavimentos Permeáveis	
Profundidade da camada superficial (mm)	150
Profundidade da camada de armazenamento (mm)	300
Espessura do pavimento (mm)	150
Coefficiente de Manning	0,012
Condutividade hidráulica saturada (mm/h)	4,6107
Índice de vazios do pavimento	0,21
Índice de vazios da camada de armazenamento	0,75
Permeabilidade do pavimento (mm/h)	3.660

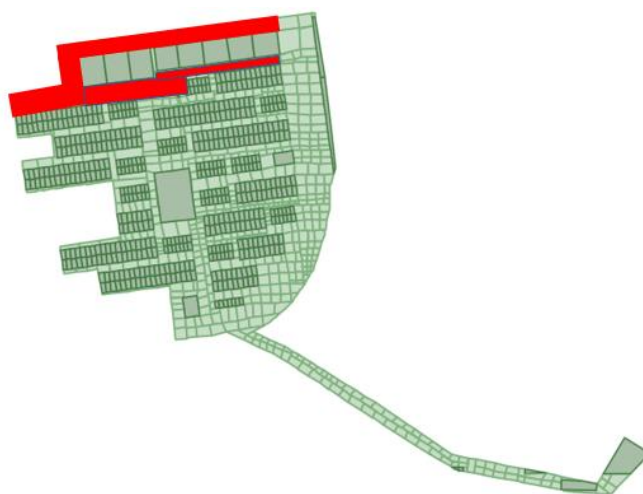
Para a Bacia 1 foram construídos dois arranjos de inserção dos pavimentos permeáveis. No Cenário 4A os pavimentos foram inseridos nas vias entre as residências e no Cenário 4B os pavimentos foram inseridos em todas as vias da área. Os resultados são apresentados na Tabela 5.15.

**Tabela 5.15:** Resultados do Cenário 4 para a Bacia 1.

	Cenário Base	CENÁRIO 4	
	Bacia 1	4A	4B
Vazão de saída (m <sup>3</sup> /s)	2,928	2,739	2,107
PVs extravasados	20	12	13
PVs com sobrecarga	53	43	37

Os cenários propostos mostraram uma melhora no extravasamento e na sobrecarga do sistema, mas ainda não foram capazes de resolver os problemas da rede. Em termos de vazão máxima os cenários não foram capazes de atender à resolução, como era esperado. No mais, o Cenário 4B foi o que apresentou os melhores resultados para a Bacia 1.

Para a Bacia 2 foram propostos 5 cenários com arranjos de inserção de pavimentos permeáveis na área, mas apenas 2 deles apresentaram resultados significativos, sendo estes os analisados neste projeto. O primeiro deles é o Cenário 4D, no qual foram colocados pavimentos permeáveis em quase todas as vias entre as residências. A Figura 5.19 apresenta as vias que não recebem pavimentos.



**Figura 5.19:** Aplicação dos pavimentos permeáveis no Cenário 4A da Bacia 2.

Vias em vermelho não receberam LIDs.

O segundo cenário é o 4E, no qual foram inseridos pavimentos permeáveis em todas as vias da área exceto nas vias destacadas em vermelho na Figura 5.19. Ressalta-se que a não inserção de pavimentos permeáveis nas vias destacadas foi realizada por se tratar de um cenário com resultados mais satisfatório. Os resultados são apresentados na Tabela 5.16.

**Tabela 5.16:** Resultados do Cenário 4 para a Bacia 2.

	Cenário Base	CENÁRIO 4	
	Bacia 2	4D	4E
Vazão de saída (m <sup>3</sup> /s)	1,146	1,131	0,8811
PVs extravasados	36	16	15
PVs com sobrecarga	55	26	21

A simulação do Cenário 4 para a Bacia 2 mostrou melhoras consideráveis no desempenho da rede de drenagem. O número de PVs extravasados e com sobrecarga reduziu mais de 50% em comparação com o Cenário Base, no entanto os problemas não foram totalmente solucionados. Considerando os resultados obtidos é possível afirmar que o Cenário 4E é o melhor cenário para a Bacia 2, uma vez que foi capaz de melhorar o desempenho da rede e garantir uma vazão de saída próxima do valor máximo permitido pela legislação.

#### 5.2.4. Cenário 5

Como os cenários anteriores não foram capazes de melhorar totalmente o desempenho da rede em termos de PVs extravasados e com sobrecarga e a vazão de saída não atende às especificações da resolução da ADASA, foi criado o Cenário 5, no qual foi simulada a inserção de trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis nas áreas de estudo. Os cenários construídos consistiram na integração dos Cenários 3 e 4 simulados anteriormente.

Para a Bacia 1 foram simulados o Cenário 5A que é a junção dos Cenários 3A e 4A e o Cenário 5B que é a junção do Cenário 3A e 4B. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.17.

**Tabela 5.17:** Resultados do Cenário 5 para a Bacia 1.

	Cenário Base	CENÁRIO 5	
	Bacia 1	5A	5B
Vazão de saída (m <sup>3</sup> /s)	2,928	2,628	1,974
PVs extravasados	20	10	8
PVs com sobrecarga	53	31	29

Os dois cenários simulados para a Bacia 1 apresentaram melhora no desempenho da rede, reduzindo o número de PVs extravasados e com sobrecarga em comparação com o Cenário Base. Considerando os resultados obtidos é possível afirmar que o cenário 5B é o mais eficiente para a Bacia 1.

Para a Bacia 2 também foram simulados dois arranjos, sendo o Cenário 5A que consiste na junção dos Cenários 3A e 4D e o Cenário 5B que é a junção dos Cenários 3A e 4E. Os resultados dessas simulações são apresentados na Tabela 5.18.

**Tabela 5.18:** Resultados do Cenário 5 para a Bacia 2.

	Cenário Base	CENÁRIO 5	
	Bacia 2	5A	5B
<b>Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	1,146	1,069	0,7895
<b>PVs extravasados</b>	36	7	6
<b>PVs com sobrecarga</b>	55	18	15

Houve uma melhora considerável no sistema como um todo, tanto em termos de vazão como em termos de desempenho da rede de drenagem. A vazão de saída reduziu no Cenário 5B para um valor próximo da vazão máxima permitida para esta bacia. Este cenário também foi capaz de melhorar a rede em mais de 65% em comparação com o Cenário Base, sendo então considerado o melhor cenário para a Bacia 2.

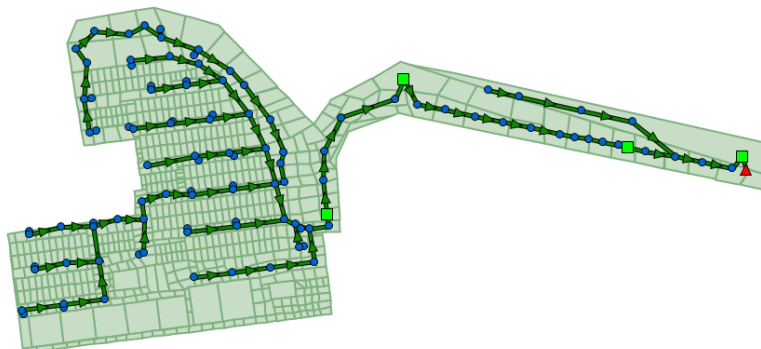
### 5.2.5. Cenário 6

O Cenário 6 foi construído devido ao fato de os cenários anteriores ainda não atenderem às especificações da ADASA quanto à vazão máxima de saída e não serem capazes de melhorar totalmente o desempenho da rede de drenagem. Neste Cenário o objetivo foi reduzir ao máximo o número de PVs extravasados e com sobrecarga e atender a legislação. Para tanto foram construídos cenários que integram as trincheiras de infiltração e os pavimentos permeáveis com as bacias de detenção. Dessa forma, foram simulados 2 cenários para cada uma das bacias de estudo. A Tabela 5.19 apresenta a descrição e os resultados do Cenário 6 para a Bacia 1.

**Tabela 5.19:** Descrição e resultados do Cenário 6 para a Bacia 1.

	Cenário Base	CENÁRIO 6	
	Bacia 1	6A	6B
<b>Descrição do cenário</b>	Rede de drenagem sem intervenções	Cenário 5A + bacias de detenção ao longo da rede	Cenário 4B + bacias de detenção ao longo da rede
<b>Quantidade de bacias de detenção</b>	-	4	3
<b>Volume total das bacias de detenção (m<sup>3</sup>)</b>	-	7680,00	8210,00
<b>Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	2,928	0,5704	0,5593
<b>PVs extravasados</b>	20	10	12
<b>PVs com sobrecarga</b>	53	26	33

Dentre os cenários simulados o que apresentou melhor resultado foi o Cenário 6A, uma vez que o desempenho da rede melhora e a vazão é atendida com um volume total de bacias de detenção menor que o do Cenário 6B, embora este também tenha alcançado os objetivos propostos. A Figura 5.20 apresenta a localização das bacias de detenção no Cenário 6A para a Bacia 1.



**Figura 5.20:** Localização das bacias de detenção no Cenário 6A para a Bacia 1.

A Bacia 2 também contou com 2 cenários de simulação, cujas descrições e resultados são apresentados na Tabela 5.20.

**Tabela 5.20:** Descrição e resultados do Cenário 6 para a Bacia 2.

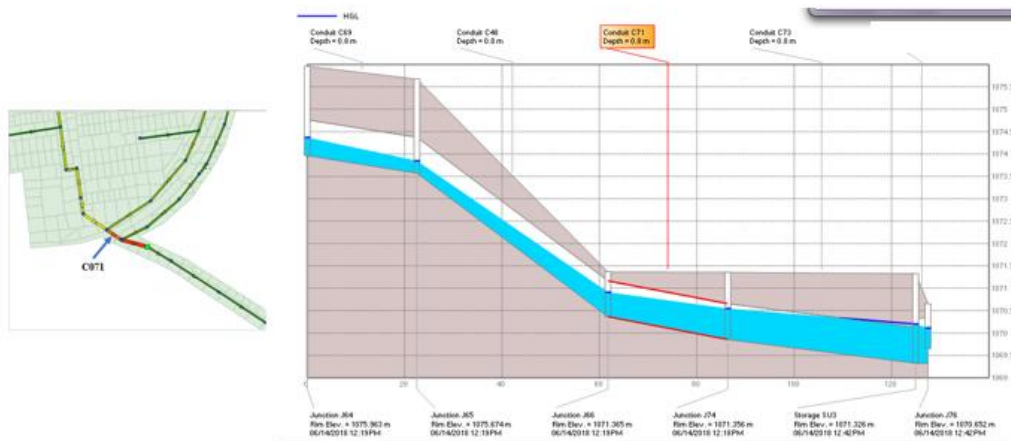
	Cenário Base	CENÁRIO 6	
	Bacia 1	6A	6B
<b>Descrição do cenário</b>	Rede de drenagem sem intervenções	Cenário 5B + bacias de detenção ao longo da rede	Cenário 4E + bacias de detenção ao longo da rede
<b>Quantidade de bacias de detenção</b>	-	3	2
<b>Volume total das bacias de detenção (m<sup>3</sup>)</b>	-	4800,00	5980,00
<b>Vazão de saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	1,146	0,1503	0,387
<b>PVs extravasados</b>	36	4	12
<b>PVs com sobrecarga</b>	55	11	17

Analisando os resultados apresentados acima é possível observar que ambos os cenários foram satisfatórios, mas o Cenário 6A foi capaz de reduzir em mais de 80% o número de PVs que extravasam e sobrecarregam, sendo este o melhor cenário para a Bacia 2. Considera-se, também, que o volume total de bacias de detenção necessário neste cenário é menor que o volume do Cenário 6B. A Figura 5.21 mostra a localização das bacias de detenção no Cenário 6A para a Bacia 2.



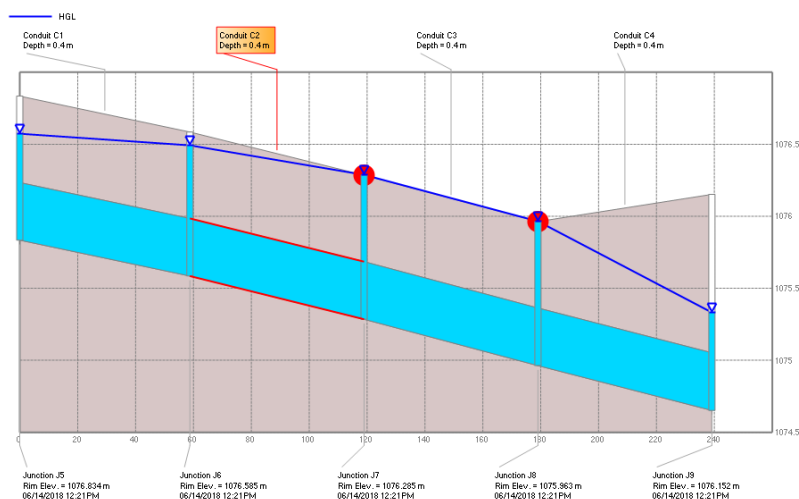
**Figura 5.21:** Localização das bacias de detenção do Cenário 6A para a Bacia 2.

Pela Figura 5.21 é possível notar que a rede ainda apresenta pontos de sobrecarga e extravasamento. A Figura 5.22, abaixo, apresenta a localização e o perfil do conduto C071. O perfil do conduto mostra que há sobrecarga no sistema neste trecho, mas não há extravasamento dos poços de visita. O mesmo acontece para os condutos analisados à montante e à jusante do conduto C071.



**Figura 5.22:** Localização e perfil do conduto C071 na Bacia 2.

Para o Cenário 6A foram identificados 4 PVs com extravasamento. O perfil destes PVs é apresentado na Figura 5.23.



**Figura 5.23:** Perfil do trecho com extravasamento no Cenário 6A para a Bacia 2.

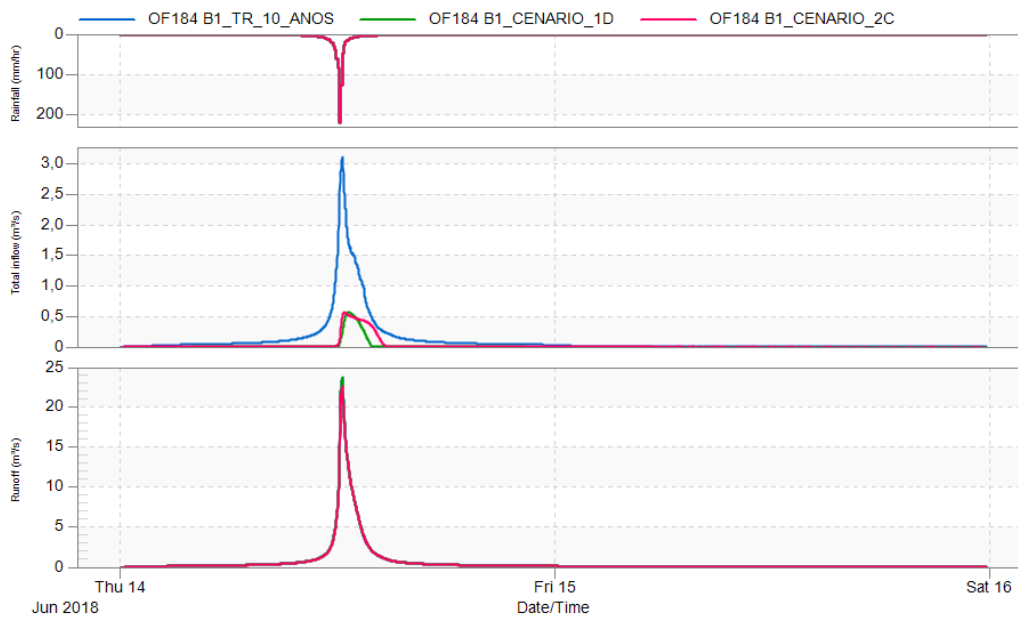
### 5.3. COMPARAÇÃO DOS CENÁRIOS

Os cenários utilizados na simulação do PCSWMM foram capazes de demonstrar o efeito da inserção de bacias de retenção e de estruturas LIDs em uma rede de drenagem. Dentro de cada cenário simulado foram identificados sub-cenários considerados melhores. Este tópico visa, então, realizar a comparação entre os melhores cenários identificados nas etapas anteriores. Para tanto foram analisados os números de PVs extravasados e sobrecarregados, a vazão de saída e volume de escoamento total para cada um destes cenários.

A Tabela 5.21 apresenta os resultados considerados nesta análise e as Figuras 5.24 e 5.25 apresentam uma comparação gráfica dos cenários analisados para a Bacia 1.

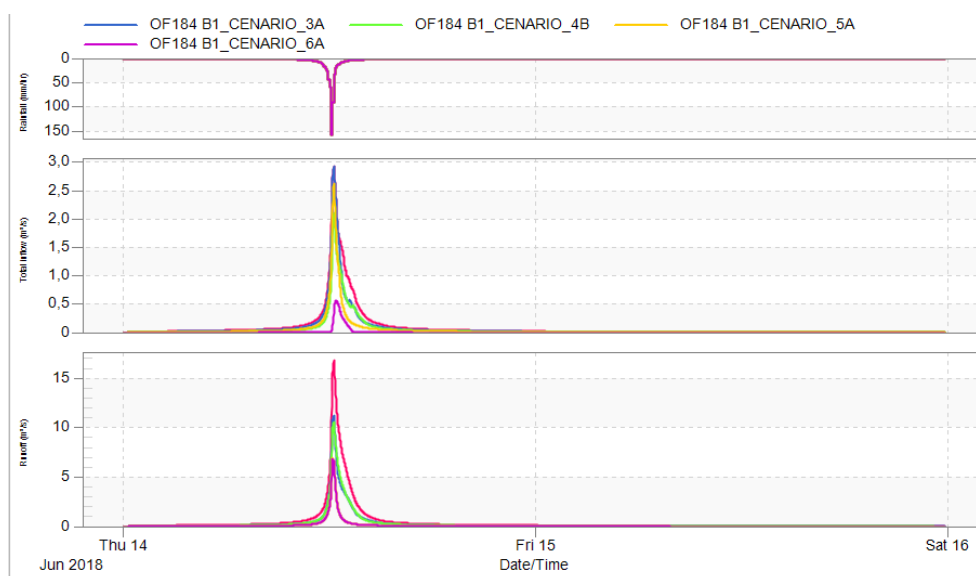
**Tabela 5.21:** Comparação dos melhores cenários para a Bacia 1.

Cenário	PVs com Extravasamento	PVs com Sobrecarga	Vazão de saída (m <sup>3</sup> /s)	Volume de escoamento (m <sup>3</sup> )
<b>Cenário Base (TR = 10 anos)</b>	<b>24</b>	<b>67</b>	<b>3,121</b>	<b>101.400,00</b>
1D	25	67	0,5702	101.400,00
2C	21	52	0,5641	99.780,00
<b>Cenário Base (TR = 2 anos)</b>	<b>20</b>	<b>53</b>	<b>2,928</b>	<b>72.640,00</b>
3A	21	38	2,928	41.240,00
4B	10	33	2,107	42.820,00
5A	12	26	2,628	16.710,00
6A	10	26	0,5704	42.820,00



**Figura 5.24:** Comparação dos cenários com TR 10 anos para a Bacia 1.

Para os cenários apenas com bacias de retenção foi possível notar uma melhora na vazão de saída, pois esse era o objetivo desta modelagem, mas em termos de volume de escoamento a diferença entre os cenários é mínima, o que também é observado no trabalho de Fileni (2017), que em seu caso só obteve redução do volume escoado com a inserção de pavimento permeáveis em sua área de estudo. Em termos de melhora da rede de drenagem por meio da redução de PVs com extravasamento e sobrecarga os resultados mostram que não há muita mudança em relação ao Cenário Base.



**Figura 5.25:** Comparação dos cenários com TR 2 anos para a Bacia 1.

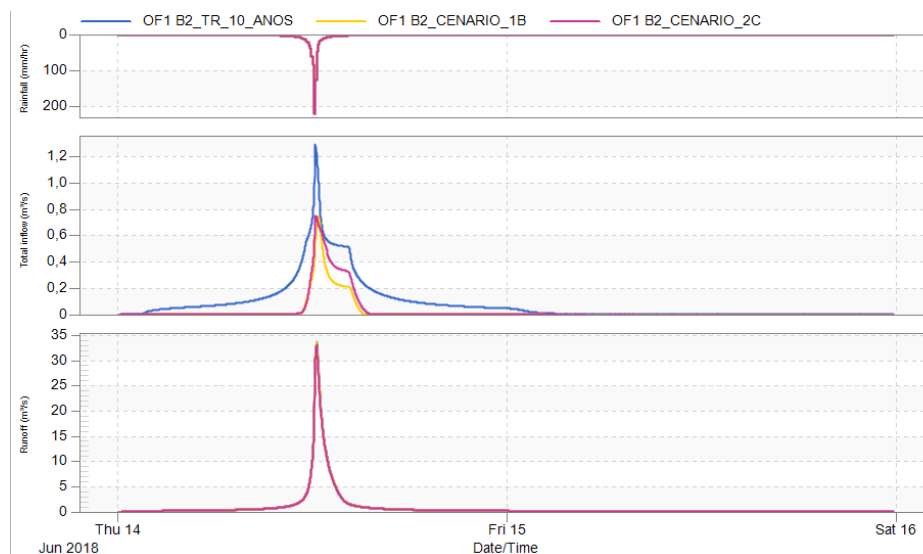


Considerando os cenários modelados para o TR = 2 anos é possível notar a evolução dos parâmetros com cada cenário simulado. A vazão de saída é um parâmetro que só apresenta reduções significativas no último cenário, uma vez que seu objetivo era alcançar a vazão máxima permitida. Já o volume de escoamento reduz consideravelmente com a implementação das estruturas em cada cenário, assim como o número de PVs com extravasamento e sobrecarga. O melhor cenário para a Bacia 1 é o Cenário 6A que é capaz de atender à todos os objetivos propostos.

A Tabela 5.22 apresenta os resultados considerados nesta análise e as Figuras 5.26 e 5.27 apresentam uma comparação gráfica dos cenários analisados para a Bacia 2.

**Tabela 5.22:** Comparação dos melhores cenários para a Bacia 2.

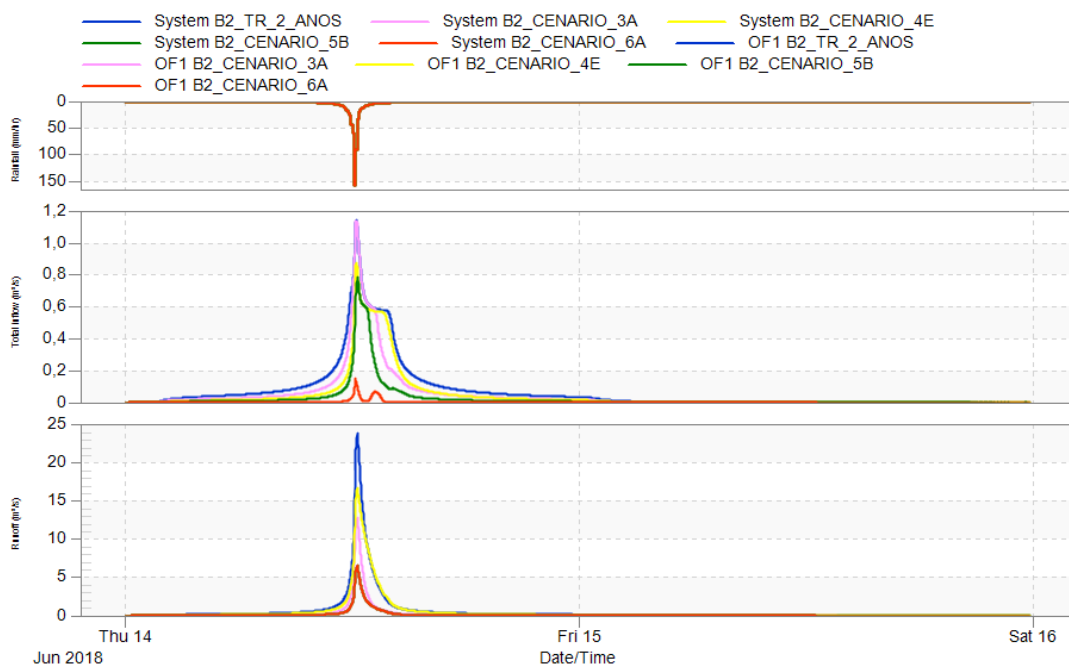
Cenário	PVs com Extravasamento	PVs com Sobrecarga	Vazão de saída (m <sup>3</sup> /s)	Volume de escoamento (m <sup>3</sup> )
<b>Cenário Base (TR = 10 anos)</b>	<b>39</b>	<b>69</b>	<b>1,297</b>	<b>137100,00</b>
1B	33	70	0,745	137100,00
2C	38	65	0,7504	134000,00
<b>Cenário Base (TR = 2 anos)</b>	<b>36</b>	<b>55</b>	<b>1,146</b>	<b>98300,00</b>
3A	33	46	1,142	38979,00
<b>Cenário Base (TR = 2 anos)</b>	<b>36</b>	<b>55</b>	<b>1,146</b>	<b>98300,00</b>
4E	15	21	0,8811	83170,00
5B	6	15	0,7895	21300,00
6A	4	11	0,5704	21300,00



**Figura 5.26:** Comparação dos cenários com TR 10 anos para a Bacia 2.

Da mesma forma que para a Bacia 1, os cenários apenas com bacias de detenção para a Bacia 2 apresentaram uma melhora na vazão de saída por ser esse o objetivo de tais cenários. Quanto ao volume de escoamento a redução é mínima, assim como a melhora do desempenho da rede, uma vez que a redução de PVs com extravasamento e sobrecarga foi mínima ou inexistente, sendo identificado um aumento de PVs com sobrecarga no Cenário 1B.

Quando analisados os cenários simulados com o TR = 2 anos (Figura 5.27) é possível notar a evolução dos parâmetros com a inserção de estruturas LIDs em diferentes arranjos, principalmente no cenário que integra todas as opções de técnicas compensatórias implementadas no presente projeto. A vazão de saída reduz gradativamente em cada cenário até atender a resolução da ADASA no Cenário 6A. Este cenário é considerado o melhor para a Bacia 2, uma vez que é capaz de atender à legislação e de reduzir consideravelmente o número de PVs com extravasamento e sobrecarga, bem como o volume de escoamento, garantindo um melhor desempenho da rede de drenagem. Os demais cenários apresentam bons resultados, podendo resolver alguns dos problemas de desempenho da rede.



**Figura 5.27:** Comparação dos cenários com TR 2 anos para a Bacia 2.

Com isso é possível afirmar que a aplicação de bacias de detenção em pontos estratégicos da rede de drenagem pode garantir o atendimento às especificações, em termos de vazões de saída máxima de um sistema. A aplicação de estruturas LIDs, como trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis, são capazes de melhorar o desempenho da rede em termos de poços

de visitas com extravasamento e sobrecarga e no que diz respeito ao volume de escoamento na área de estudo. Quando associadas entre si, tais técnicas compensatórias são capazes de atender aos objetivos propostos, resultando em melhorias importantes na rede de drenagem existente. É possível observar um comportamento semelhante em diversos trabalhos nos quais se analisaram o efeito da inserção de técnicas compensatórias em redes de drenagem com o objetivo de reduzir a vazão de pico e o volume de escoamento superficial, bem como melhorar o desempenho da rede de drenagem. Pode-se citar os trabalhos de Fileni (2017), Camuzi (2017), Silva (2017) e Silva (2016), todos realizados em áreas do Distrito Federal, que indicam que a inserção de bacias de detenção consegue reduzir a vazão de pico do sistema e a inserção de estruturas LIDs contribuem para a redução do volume de escoamento superficial e para a melhora do desempenho da rede de drenagem.

#### 5.4. ANÁLISE DE CUSTOS

A análise de custo realizada no presente projeto tem como objetivo estabelecer uma relação de custo/eficiência por m<sup>3</sup> de escoamento superficial abatido no hidrograma com a implementação de bacias de detenção e estruturas LIDs (trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis) nas áreas de estudo. Os serviços considerados na análise foram apresentados na Tabela 4.4. O valor final de implementação de cada estrutura por m<sup>2</sup> é apresentado na Tabela 5.23.

**Tabela 5.23:** Custo total de implementação das técnicas compensatórias por m<sup>2</sup>.

(Adaptado de SINAPI, 2018)

Técnicas Compensatória	Custo (R\$/m <sup>2</sup> )
Bacias de Detenção	R\$ 477,45
Trincheiras de Infiltração	R\$ 94,85
Pavimentos Permeáveis	R\$ 69,09

A análise de custo foi realizada considerando os cenários utilizados na simulação do escoamento superficial, onde calculou-se o valor total de investimento por cenário, cujos resultados são apresentados na Tabela 5.24.

**Tabela 5.24:** Valor total do custo de implementação dos cenários de análise.

Cenário	Bacia	Alternativa	Área total (m <sup>2</sup> )	Valor/m <sup>2</sup>	Valor Total
1D	1	Bacia de detenção de grande volume	6.622,00	R\$ 477,45	R\$ 3.161.697,61
1B	2	Bacia de detenção de grande volume	1.818,00	R\$ 477,45	R\$ 868.010,61

Continuação Tabela 5.24					
Cenário	Bacia	Alternativa	Área total (m <sup>2</sup> )	Valor/m <sup>2</sup>	Valor Total
2C	1	Bacias de detenção espalhadas pela rede	5.150,00	R\$ 477,45	R\$ 2.458.885,94
	2	Bacias de detenção espalhadas pela rede	1.820,00	R\$ 477,45	R\$ 868.965,52
3A	1	Trincheiras de infiltração em todos os lotes da área	2.169,38	R\$ 94,85	R\$ 205.765,60
	2	Trincheiras de infiltração em alguns lotes da área	4.149,62	R\$ 94,85	R\$ 393.591,36
4B	1	Pavimentos permeáveis inseridos apenas nas vias entre as residências	79.993,12	R\$ 69,09	R\$ 5.526.724,66
4E	2	Cenário anterior + PP na via que vai até o <i>outflow</i> .	94.431,07	R\$ 69,09	R\$ 6.524.242,63
5A	1	4A + 3A	49.021,47	R\$ 163,94	R\$ 3.442.776,50
5B	2	4E + 3A	98.164,89		R\$ 6.917.833,99
6A	1	5A + Bacias de detenção	52.861,47	R\$ 641,39	R\$ 5.276.198,25
	2	5B + Bacias de detenção	100.564,89		R\$ 8.063.722,58

O abatimento foi calculado considerando o volume de escoamento no Cenário Base subtraído do volume de escoamento do cenário de análise. A relação custo/eficiência é dada pelo custo total de investimento dividido pelo abatimento promovido pela implementação das alternativas propostas em cada cenário. As Tabelas 5.25 e 5.26 apresentam os resultados da análise de custo para as Bacias 1 e 2, respectivamente.

**Tabela 5.25:** Análise de custo para a Bacia 1.

Cenário	PVs com Extr.	PVs com Sobr.	Volume de escoamento (m <sup>3</sup> )	Abatimento (m <sup>3</sup> )	Abatimento (%)	Custo (R\$)	Relação Custo/Eficiência (R\$ por m <sup>3</sup> reduzido no volume de escoamento)
<b>Cenário Base (TR = 10 anos)</b>	<b>24</b>	<b>67</b>	<b>101.400,00</b>	-	-	-	-
1D	25	67	101.400,00	0	0,00	R\$ 3.161.697,61	0
2C	21	52	99.780,00	1.620	1,60	R\$ 2.458.885,94	R\$ 1.517,83
<b>Cenário Base (TR = 2 anos)</b>	<b>20</b>	<b>53</b>	<b>72640,00</b>	-	-	-	-
3A	21	38	41.240,00	31.400	43,23	R\$ 205.765,60	R\$ 6,55
4B	10	33	42820,00	29.820	41,05	R\$ 5.526.724,66	R\$ 185,34
5A	12	26	16710,00	55.930	77,00	R\$ 3.442.776,50	R\$ 61,56

Continuação Tabela 5.25							
Cenário	PVs com Extr.	PVs com Sobr.	Volume de escoamento (m <sup>3</sup> )	Abatimento (m <sup>3</sup> )	Abatimento (%)	Custo (R\$)	Relação Custo/Eficiência (R\$ por m <sup>3</sup> reduzido no volume de escoamento)
6A	10	26	42820,00	56.090	77,22	R\$ 5.276.198,25	R\$ 94,07

**Tabela 5.26:** Análise de custo para a Bacia 2.

Cenário	PVs com Extr.	PVs com Sobr.	Volume de escoamento (m <sup>3</sup> )	Abatimento (m <sup>3</sup> )	Abatimento (%)	Custo (R\$)	Relação Custo/Eficiência (R\$ por m <sup>3</sup> reduzido no volume de escoamento)
<b>Cenário Base (TR = 10 anos)</b>	<b>39</b>	<b>69</b>	<b>137100</b>	-	-	-	-
1B	33	70	137100	0	0	R\$ 868.010,61	0
2C	38	65	134000	3.100	2,26	R\$ 868.965,52	R\$ 280,31
<b>Cenário Base (TR = 2 anos)</b>	<b>36</b>	<b>55</b>	<b>98300</b>	-	-	-	-
3A	33	46	38979	59.321	60,35	R\$ 354.152,83	R\$ 6,63
4E	15	21	83170	15.130	15,39	R\$ 6.524.242,63	R\$ 431,21
5B	6	15	21300	77.000	78,33	R\$ 6.917.833,99	R\$ 89,84
6A	4	11	21300	77.000	78,33	R\$ 8.063.722,58	R\$ 104,72

A partir da análise de custo é possível identificar o cenário que apresenta a melhor relação custo/eficiência de abatimento e assim avaliar o ganho de abatimento de volume escoado por unidade monetária de investimento. A relação custo/eficiência mostra que para cada valor investido será abatido um volume do escoamento superficial. A exemplo disso, pode-se analisar o Cenário 6A, que, para a Bacia 1, indica que devem ser investidos R\$ 94,07 para cada 1 m<sup>3</sup> de volume escoado, enquanto que o cenário 5A seria o de melhor relação custo/benefício, pois são necessários apenas R\$ 61,56 por m<sup>3</sup> de volume de escoamento abatido, promovendo um abatimento de 77%. Para a Bacia 2, tem-se que o cenário de melhor relação benefício/custo seria o cenário 5B que custa R\$ 89,84 por cada 1 m<sup>3</sup> de abatimento no volume do escoamento superficial, promovendo o abatimento de cerca de 78%.

A partir da relação custo/eficiência é possível visualizar os ganhos que medidas mais baratas são capazes de levar ao sistema. A exemplo disso, tem-se o Cenário 3A que apresenta um custo

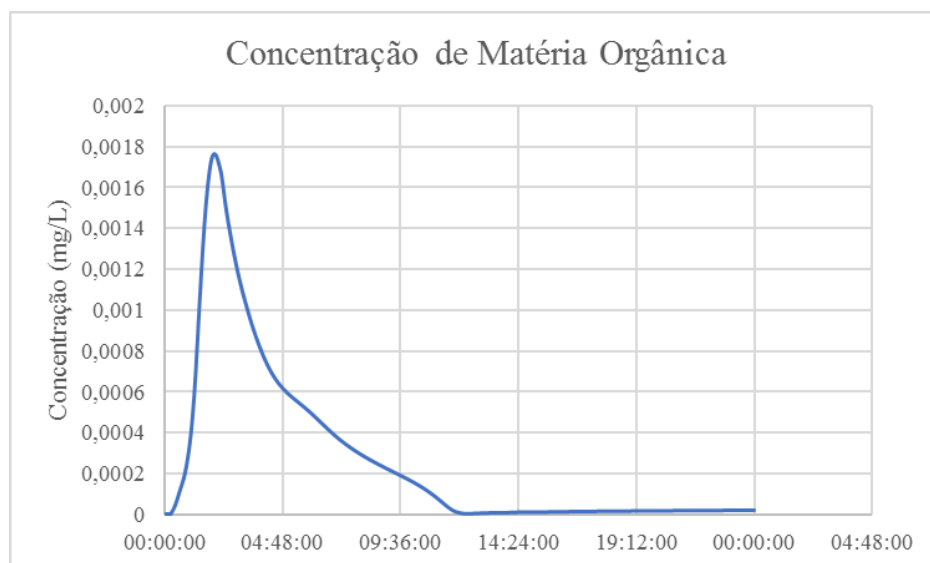
de R\$ 6,55 e R\$ 6,63 investidos por m<sup>3</sup> de volume escoado abatido, respectivamente nas Bacias 1 e 2.

Com isso, pode-se afirmar que, por menor que seja a intervenção realizada na rede de drenagem, é possível obter ganhos no sistema, uma vez que todo volume de escoamento superficial reduzido possibilita um alívio para a rede de drenagem, otimizando seu desempenho.

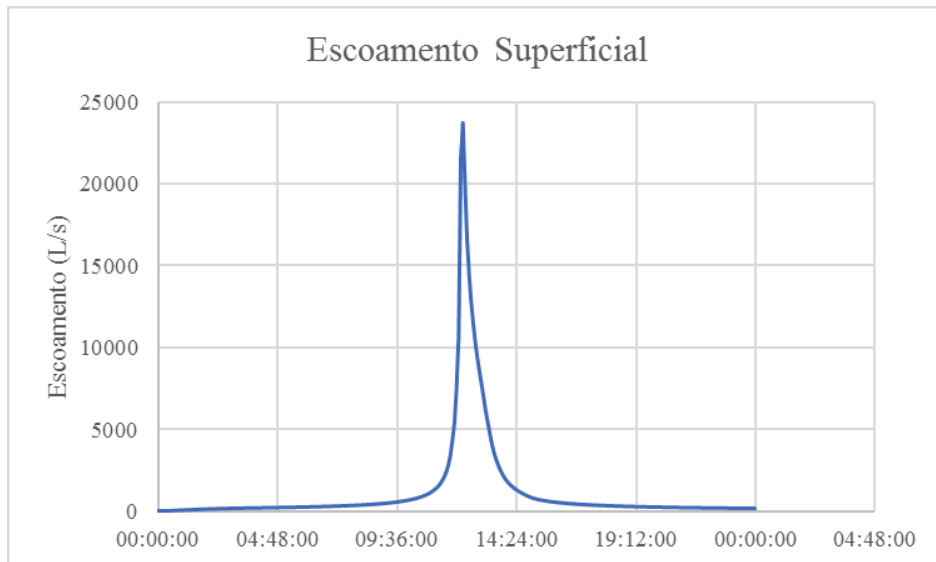
### 5.5. SIMULAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA

A simulação de qualidade da água foi realizada para os cenários base de cada bacia de estudo considerando o tempo de retorno de 10 anos. Foi simulada apenas a carga da DQO, que corresponde ao consumo de oxigênio ocorrido em função da oxidação química da matéria orgânica. Os coeficientes de modelagem do *buildup* e do *washoff* foram determinados por correlação regional, uma vez que não haviam dados experimentais para a área de estudo.

A concentração da MO e o escoamento superficial ao longo do tempo, para a Bacia 1, são apresentados nas Figuras 5.28 e 5.29, respectivamente.



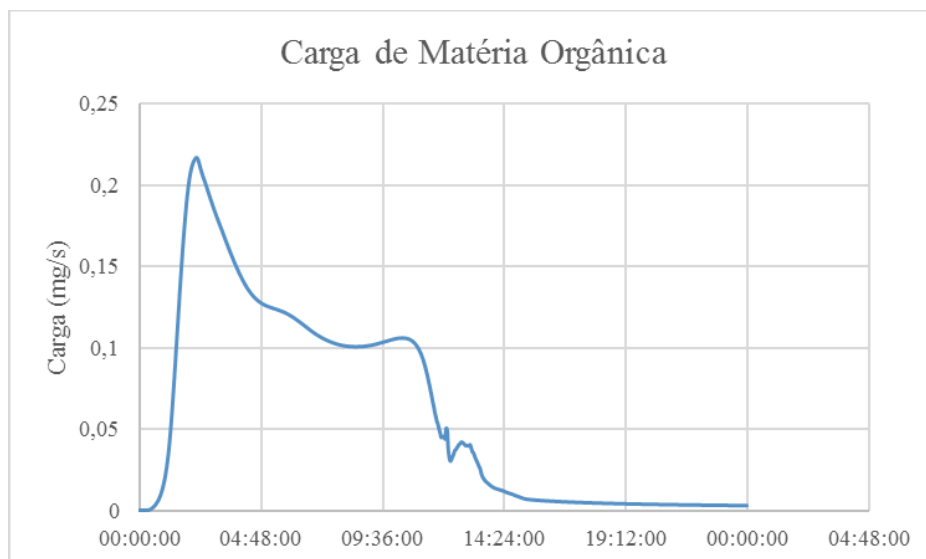
**Figura 5.28:** Gráfico da Concentração de MO para a Bacia 1.



**Figura 5.29:** Gráfico do escoamento superficial para a Bacia 1.

Observa-se que o valor máximo de matéria orgânica registrado na Bacia 1 é de cerca de 0,0018 mg/L. Este valor é muito pequeno quando comparado com outros trabalhos como o de Costa (2013) e Souza (2014). Isso pode ser explicado pela diferença da dimensão da área de estudo entre os projetos e pelo fato de os valores dos trabalhos citados envolverem estudos experimentais de qualidade da água.

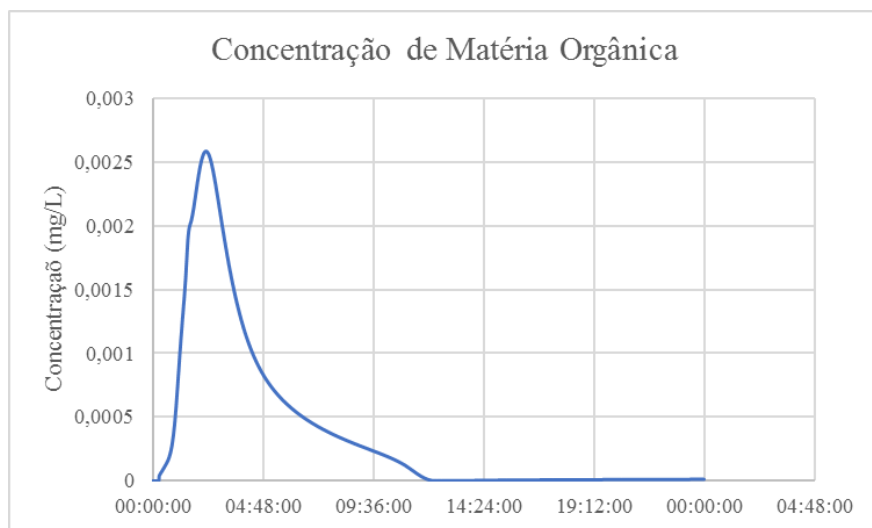
A carga da MO no sistema foi determinada multiplicando-se a concentração (mg/L) pelo escoamento superficial (L/s), cujo resultado é apresentado na Figura 5.30.



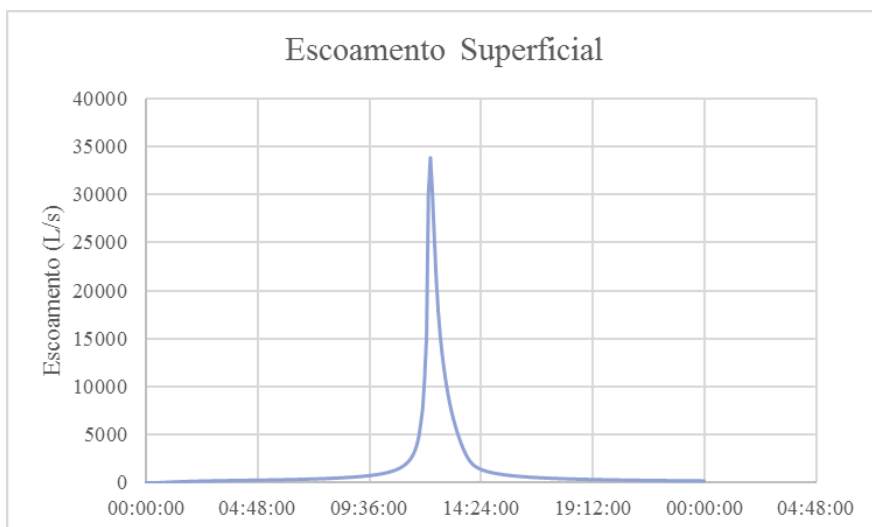
**Figura 5.30:** Gráfico da carga de DQO na Bacia 1 para TR = 10 anos.

Por meio da Figura 5.30 é possível observar que as maiores cargas de matéria orgânica ocorrem nos primeiros momentos do escoamento, indicando a presença do *first flush* ou carga de lavagem, ou seja, há um pico de concentração de MO no início do evento, seguido de seu decaimento de forma gradativa, o que representa que a MO está sendo lavada e/ou diluída ao longo do tempo. Tal fenômeno também é observado no trabalho de Costa (2013) realizado na bacia do Lago Paranoá/DF.

A mesma metodologia de simulação foi aplicada para a modelagem da qualidade para a Bacia 2, também, considerando o Cenário Base para o tempo de retorno de 10 anos. A concentração de MO e o escoamento superficial são apresentados nas Figuras 5.31 e 5.32.



**Figura 5.31:** Gráfico da Concentração de MO para a Bacia 2.

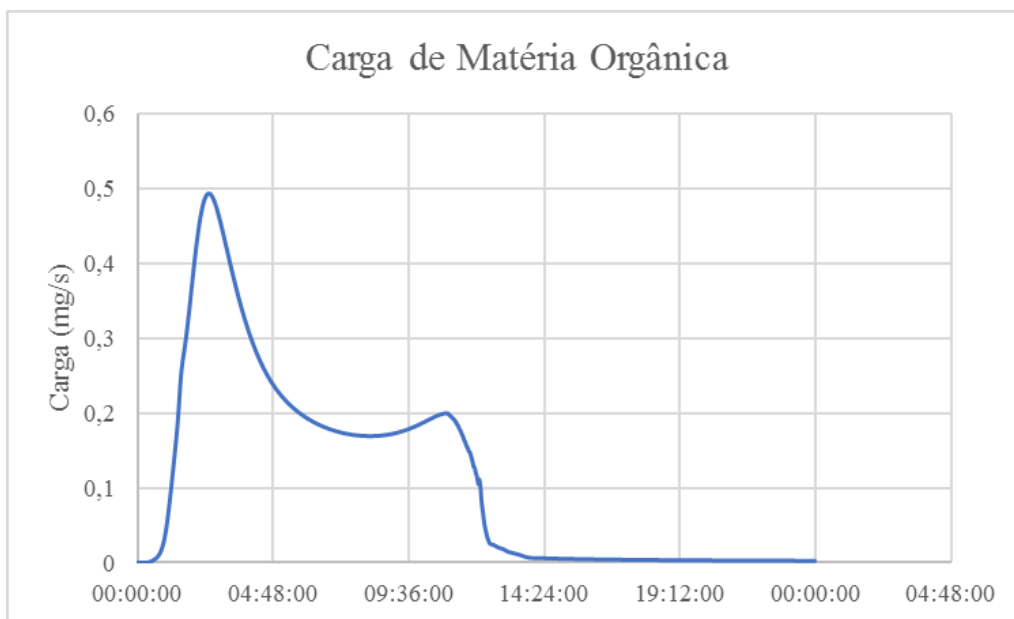


**Figura 5.32:** Gráfico do escoamento superficial para a Bacia 2.



Assim como na Bacia 1, a concentração de MO na Bacia 2 é considerada pequena, cerca de 0,0026 mg/L, quando comparado com outros trabalhos como o de Costa (2013) e Souza (2014). Novamente, as diferenças podem ser atribuídas a diferença de área considerada nos estudos em questão e pelo fato de não terem sido realizados estudos experimentais no presente projeto.

A carga de MO para a Bacia 2 (Figura 5.33) também apresenta o fenômeno do *first flush*, no qual os maiores valores são registrados nos primeiros momentos do evento, indicando que há carga de lavagem nesta bacia.



**Figura 5.33:** Gráfico da carga de DQO na Bacia 2 para TR = 10 anos.

A Tabela 5.27 apresenta os valores de carga das bacias de estudo em termos de mg/s e kg/dia/ha.

**Tabela 5.27:** Valores de cargas de MO para as bacias de estudo.

	Bacia 1	Bacia 2
<b>Carga de MO (mg/s)</b>	0,001764	0,002584
<b>Carga de MO (kg/dia/ha.)</b>	0,32	0,60

Considerando apenas os valores de carga de MO apresentadas em kg/dia/ha, pode-se observar que a carga registrada é pequena, quando comparada com outros trabalhos.

Costa (2013) observou cargas de MO de até 46 kg/dia/ha na bacia do Lago Paranoá, considerando vários eventos de chuva. No entanto, também houve registro de carga de MO de 0,96 kg/dia/ha na mesma bacia, o que representa a heterogeneidade de valores de carga e a

influência do início do período chuvoso comparado com eventos que ocorrem no fim das chuvas. Comparando o trabalho de Costa (2013) com o trabalho de Gomes (2014), ambos realizados na mesma região, pode-se observar que há, ainda, uma variação nas cargas observadas ao longo do tempo, considerando a diferença de um ano entre análises.

Esses são fatores que devem ser levados em conta em uma análise de qualidade, pois diferentes situações podem resultar em mudanças nos valores de carga de uma bacia. Como o presente projeto só considerou uma pequena área de estudo e as simulações foram realizadas apenas para a chuva de projeto definida pelo PDDU/DF, é precoce afirmar que os valores de carga (kg/dia/ha.) apresentados na Tabela 5.27, representam o que de fato acontece na área de estudo. Para tanto seria necessária uma análise mais completa que considerasse os efeitos de uma chuva real na área de estudo, devendo ser considerados, também, diferentes eventos de precipitação em diferentes momentos do período chuvoso.

## 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente projeto teve como objetivo aplicar a modelagem chuva-vazão e de qualidade de água no *software* PCSWMM para analisar a rede de drenagem urbana existente nas áreas de estudo, denominadas Bacia 1 e Bacia 2, localizadas na região do Guará II/DF, em termos de quantidade de escoamento superficial, propondo-se alternativas de técnicas compensatórias para adequação da rede às normas estabelecidas pela Resolução nº 09/2011 da ADASA, que determina que a vazão máxima de lançamento de águas pluviais em um corpo receptor é de 24,4L/s.ha. Buscou-se, também, a melhora do desempenho da rede em relação a eventos de extravasamento e sobrecarga de poços de visita por meio da aplicação de técnicas de drenagem sustentável na rede existente. Analisou-se o custo de implementação e a relação custo/eficiência das alternativas propostas nas simulações de escoamento superficial. Por fim, foi simulada a qualidade das águas pluviais em relação à carga de DQO (matéria orgânica) lançada no corpo hídrico para a rede de drenagem sem intervenções, de modo a se conhecer o comportamento deste componente na área de estudo.

Para as simulações de escoamento superficial foram propostos 6 cenários de avaliação, nos quais foram aplicadas técnicas compensatórias de forma individual e associadas entre si. As técnicas utilizadas foram bacias de retenção, trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis. Tais cenários foram comparados ao Cenário Base que foi modelado para a rede original, sem intervenções.

Todos os cenários analisados proporcionaram alguma melhora, mesmo que mínima, em relação ao Cenário Base. A partir dos resultados da modelagem foi possível notar que os cenários nos quais as técnicas eram aplicadas associadas entre si foram mais satisfatórios considerando o atendimento à legislação e a melhora do desempenho da rede de drenagem. Para as duas bacias de estudo o cenário que apresentou melhores resultados foi o Cenário 6A, no qual foram inseridas as 3 técnicas propostas nas áreas de estudo. Este cenário possibilitou que a vazão de saída máxima fosse atendida (B1:  $Q_{\text{máx.}} = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$  e B2:  $Q_{\text{máx.}} = 0,75 \text{ m}^3/\text{s}$ ) e foi capaz de reduzir o número de PVs com extravasamento e sobrecarga em mais de 50% para a Bacia 1 e mais de 80% para a Bacia 2.

É importante ressaltar que a aplicação de bacias de retenção é uma medida eficiente quando o objetivo é atender o limite máximo de vazão de saída, enquanto que as estruturas LIDs contribuem para o melhor desempenho da rede de drenagem.

A análise de custo foi realizada para todos os melhores cenários propostos. Os valores de referência utilizados foram provenientes do SINAPI e consideraram os serviços necessários

para a implementação de cada alternativa. A relação de custo/eficiência foi definida em R\$ por m<sup>3</sup> de escoamento superficial abatido no sistema com a implementação das técnicas compensatórias.

O Cenário 6, considerado o melhor cenário para as duas bacias de estudo, foi o que apresentou o maior custo de implementação, cerca de R\$ 5,2 milhões e R\$ 8 milhões para as Bacias 1 e 2, respectivamente. A sua relação custo/eficiência para a Bacia 1, indica que a cada R\$ 94,07 investidos será abatido 1 m<sup>3</sup> do volume de escoamento do sistema, já para a Bacia 2 este resultado é alcançado com o investimento de R\$ 104,72. Esses valores mostram que o investimento proporciona um ganho para o sistema em termos de redução de volume escoado, resultado em um alívio do mesmo e, conseqüentemente, uma melhora em seu desempenho.

O cenário de menor relação custo/eficiência foi o Cenário 3A que mostra que a cada R\$ 6,55 e R\$ 6,63 investidos haverá a redução de 1 m<sup>3</sup> de volume escoado, para as Bacias 1 e 2, respectivamente. Esses valores provam que é possível obter reduções no volume escoado no sistema investindo pequenos valores e, embora este não seja o melhor cenário, há uma redução no volume de escoamento superficial que é capaz de proporcionar um alívio ao sistema, melhorando seu desempenho.

Por fim, foram realizadas as simulações de qualidade da água para as bacias de estudo considerando o Cenário Base com o tempo de retorno de 10 anos. Os parâmetros adotados na simulação foram estabelecidos por correlação regional, uma vez que não haviam dados experimentais para a área de estudo.

Foi simulada a carga de DQO (matéria orgânica) para ambas as bacias e os resultados mostraram que os valores obtidos em kg/dia/ha. são pequenos, quando comparados com outros trabalhos como o de Costa (2013) e Souza (2014). Por meio das simulações foi possível observar, também, a presença do *first flush* na área de estudo, assim como observou Costa (2013) em seu trabalho. Os resultados obtidos por Costa (2013) e Souza (2014) comprovaram que há uma heterogeneidade nos valores de carga e uma grande influência do período chuvoso nos mesmos. Comparando tais resultados com os obtidos no presente trabalho é possível observar a necessidade de uma análise mais completa e que considere eventos reais de precipitação, de modo a obter uma melhor representatividade da qualidade da água na área de estudo.

O projeto realizado mostrou que as técnicas de drenagem sustentável foram capazes de atender às especificações da Resolução nº 09/2011 da ADASA e melhorar o desempenho da rede. No

entanto, os problemas identificados ainda não foram completamente solucionados, sendo necessária a implementação e outras medidas estruturais e não estruturais de drenagem.

Como complementação à caracterização da rede de drenagem da área de estudo realizada neste projeto, em termos quantitativos, recomenda-se um estudo prático da análise de qualidade da água pluvial com o objetivo de conhecer o aporte de poluentes no corpo receptor, uma vez que o Córrego Guará é um dos afluentes do Lago Paranoá, recente fonte de abastecimento de água potável do Distrito Federal. Tal estudo deve ser realizado para outros componentes além da DQO, possibilitando uma caracterização qualitativa mais completa do sistema.

Recomenda-se, também, que sejam analisados os documentos públicos de caracterização e especificação da rede de drenagem e que os dados sejam atualizados nos serviços de informações, principalmente no GeoPortal/DF, uma vez que tais informações se encontram defasadas neste portal.

Os resultados do projeto foram satisfatórios e comprovaram que a implementação de alternativas de técnicas compensatórias de drenagem tem a capacidade de atender a legislação e contribuir para a melhora de um sistema de drenagem convencional, sendo uma boa alternativa complementar aos sistemas de drenagem tradicionais, de modo a amenizar e solucionar alguns dos problemas oriundos dos impactos do processo de urbanização.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADASA. (2011). Resolução nº 09, de abril de 2011.
- AHLMAN, S. (2006). Modelling of substance flows in urban drainage systems. Dissertação de Doutorado. Chalmers University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Göteborg, Sweden, 90p.
- ANDRÉS-VALERIS, V. C. A. et al. (2013). "Water quality assessment in pervious pavements with BOF-slag sub-base in a parking area in the North of Spain Évaluation de la qualité de l'eau dans des chaussées perméables avec plate-forme de scories LD , dans une aire de stationnement dans le nord de l'Espagne". *Novatech*. p. 1–10.
- BAPTISTA, L. F. DA S. et al. (2012). "Microdrenagem urbana sustentável a partir das técnicas compensatórias". *Anais do III Simpósio de Pós Graduação em Engenharia Urbana*, p. 1–9.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. (2005). *Técnicas Compensatoria em Drenagem Urbana*. 1. ed. Porto Alegre: ABRH, 266p.
- BARBOSA, F. DE A. DOS R. (2006). Medidas de proteção e controle de inundações urbanas na bacia do rio Mamanguape/PB. Dissertação de mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, PB, 116p.
- BUTLER, D.; DAVIES, J. W. (2011). *Urban Drainage*. Spon Press, New York, E.U.A., 652p.
- CAMUZI, V. T. M. (2017). Análise da drenagem urbana no riacho fundo. Monografia de Projeto Final, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 98p.
- CHI WATER. LID control editor. Disponível em: <<https://support.chiwater.com/77680/lidcontrol-editor>>. Acesso em 2018.
- COMPANHIA DE PLANEJAMENTO DO DISTRITO FEDERAL - CODEPLAN. (2015). Pesquisa Distrital Por Amostra De Domicílios - Guará - Pdad 2015. 54p.
- COSTA, M. E. L. (2013). Monitoramento e modelagem de águas de drenagem urbana na bacia do Lago Paranoá. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 179p.
- DANIEL JÚNIOR, J. J. (2013). Avaliação de uma biorretenção como estrutura sustentável de drenagem urbana. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Centro

- de Tecnologia, Santa Maria, RS, 117p.
- DISTRITO FEDERAL, Secretaria de Estado de Obras. (2009). Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal. CONCREMAT ENGENHARIA. v. 8. 104p.
- FEITOSA, F. A; MANOEL, F. J. (2000). *Hidrogeologia: Conceito e Aplicações 2ª edição*. CPRM Serviço Geológico do Brasil. 391p.
- FERREIRA, L. C. D. A. (2008). Variação da qualidade da água do escoamento superficial de duas bacias de drenagem de Natal/RN – Brasil. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Natal, RN, 119p.
- FILENI, F. (2017). Modelagem quantitativa da drenagem urbana e proposições de drenagem sustentável para a região de Ceilândia-DF. Monografia de Projeto Final, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 93p.
- FRANCO, E. J. (2004). Dimensionamento de bacias de retenção das águas pluviais com base no método racional. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Curitiba, PR, 143p.
- GOMES, A. P. (2008). Acumulação e transporte de sedimentos na microdrenagem: monitoramento e modelagem. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Santa Maria, RS, 146p.
- GOONETILLEKE, A.; THOMAS, E. (2004). *Water Quality Impacts of Urbanisation*. Centre for Built Environment and Engineering Research, Queensland University of Technology, 103p.
- GOVERNO DO DISTRITO FEDERAL - GDF. SEGETH - Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação. Disponível em: <<http://www.segeth.df.gov.br/>>. Acesso em 2018.
- IBGE. (2010). Atlas do Censo Demográfico - Urbanização. *Atlas do Censo Demográfico - Urbanização*. 11p.
- KABBANI, M. S. (2015). Using PCSWMM to simulate first flush and assess performance of extended dry detention ponds as structural stormwater BMPS in a large polluted urban watershed. Dissertação de Doutorado. University of Iowa, E.U.A., 2019p.
- KELLAGHER, R. et al. (2015). *The SUDS manual*. CIRIA, 968p.
- LIMA, J. E. F. W. et al. (2014). "Desenvolvimento de base de dados de solos para aplicação do modelo SWAT em bacia do Bioma Cerrado". *Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, p. 8.

- LIU, Y.; BRALTS, V. F.; ENGEL, B. A. (2015). "Evaluating the effectiveness of management practices on hydrology and water quality at watershed scale with a rainfall-runoff model". *Science of the Total Environment*, v. **511**, p. 298–308.
- MELLER, A.; PAIVA, E. M. C. D. DE. (2007). "Simulação hidrodinâmica 1D de inundações em sistema de drenagem urbana". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. **12**, p. 81–92.
- MIGUEZ, M. G. et al. (2014). "Sustainable urban drainage approach, focusing on lid techniques, applied to the design of new housing subdivisions in the context of a growing city". *International Journal of Sustainable Development and Planning*, v. **9**, n. 4, p. 538–552.
- MIGUEZ, M.; VERÓL, A.; CARNEIRO, P. (2012). "Sustainable drainage systems: an integrated approach, combining hydraulic engineering design, urban land control and river revitalisation aspects." *InTech*, 35p.
- MONTENEGRO, I. R. (2011). Análise de sistemas de drenagem no plano piloto. Monografia de Projeto Final, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 118p.
- NOVACAP – Companhia Urbanizadora da Nova Capital. (2012). Termo de referência e especificações para elaboração de projetos de sistema de drenagem pluvial no Distrito Federal. Brasília: NOVACAP-DU-DEINFRA.
- NUCASE, N. S. DE C. E E. T. EM S. A. (2007). Técnicas Compensatórias para o Controle de Cheias Urbanas. *Rede de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental - ReCESA*, 52 p.
- PEHOVAZ, R. (2010) Estudo experimental e teórico da qualidade de água da drenagem urbana com base ecohidrológica. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 239p.
- PEREIRA, M. C. S. (2014). Relação de Eficiência e Custos dos Reservatórios de Detenção e Pavimento Permeável na Bacia Hidrográfica do rio Pirajuçara. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo, SP. 187p.
- PEREIRA, P. P.; ITO, A. H. (2017). "Efeitos da urbanização e soluções sustentáveis para o sistema de drenagem". *Synergismus scyentifica UTFPR*, p. 183–195.
- PORTO, R. DE M. (2006). *Hidráulica Básica*. 4ª Edição ed. São Carlos, SP.
- PRODANOFF, J. H. A. (2005). Avaliação da poluição difusa gerada por enxurradas em meio



- urbano. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 279p.
- RAGHUNATH, H. M. (2006). *Hydrology: principles, analysis, design 2ª edition*. New age International Publishers, 477p.
- RIGHETTO, A. M. (2009). "Manejo De Águas Pluviais Urbanas". *Prosab - Programa de Pesquisa em Saneamento Básico - Abes*, p. 396.
- RIGHETTO, A. M.; GOMES, K. M.; FREITAS, F. R. S. (2017). "Poluição difusa nas águas pluviais de uma bacia de drenagem urbana". *Engenharia Sanitaria e Ambiental*, v. **22**, n. 6, p. 1109–1120.
- ROCCQUIGNY, E. DE. (2012). "Applications and practices of modelling, risk and uncertainty". In: ROCCQUIGNY, E. DE. *Modelling Under Risk and Uncertainty An Introduction to Statistical, Phenomenological and Computational Methods*. John Wiley & Sons. 1-33.
- SARTOR, J. D.; BOYD, G. B. (1972). *Water pollution aspects of street surface contaminants*. 192p.
- SCHREIER, H.; MARSALEK, J. (2008). "Innovation in Stormwater Management in Canada: The Way Forward". *Water Quality Research Journal of Canada*, p. 1–10.
- SINAPI. (2018). *Indicadores IBGE - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil SINAPI*, 609p.
- SOUZA, F. P. DE. (2014). *Monitoramento e modelagem hidrológica da sub- bacia do lago paranoá - Brasília/df - e avaliação de bacia de retenção*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 139p.
- SOUZA, P. A. DE et al. (2006). "Composição química da chuva e aporte atmosférico na Ilha Grande, RJ". *Quimica Nova*, v. **29**, n. 3, p. 471–476.
- TAEBI, A.; DROSTE, R. L. (2004). "Pollution loads in urban runoff and sanitary wastewater". *Science of the Total Environment*, v. **327**, n. 1–3, p. 175–184.
- TOMAZ, P. (2013). "Capítulo 02 - Método Racional". In: *Curso Manejo de águas pluviais*. p. 404–407.
- TUCCI, C. E. M.; MENDES, C. A. *Avaliação Ambiental Integrada de Bacia Hidrográfica*. Ministério do Meio Ambiente. v. **53**. 302p.

- TUCCI, C. E. M. (1997). "Água No Meio Urbano". In: *Livro água doce*. p. 1–40.
- TUCCI, C. E. M. (2002). *Hidrologia: ciência e aplicação*. Ed. Universidade/URRGs. ABRH. 256p.
- TUCCI, C. E. M. (2003). *Inundações e drenagem urbana. Inundações Urbanas na América do Sul*. ABRH, p. 45–150.
- TUCCI, C. E. M. (2008). "Águas Urbanas". *Estudos Avançados*, v. **22**, n. 63, p. 97–112.
- TUCCI, C. E. M.; BERTONI, J. C. (2003). *Inundações Urbanas Na América Do Sul*. ABRH, Porto Alegre. 156p.
- TUCCI, C. E. M.; COLLISCHONN, W. [s.d.]. *Drenagem urbana e controle de erosão*. 16p.
- TUCCI, C.; GOLDENFUM, J.; ARAUJO, P. (2000). "Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. **5**, n. 3, p. 21–29.
- UNDESA. (2014). *World Urbanization Prospects: The 2014 Revision*. New York, E.U.A. [s.n.], 32p.
- USEPA. (2015). *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1*. United States Environment Protection Agency, n. September, 353p.
- USEPA. (2016). *Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Water Quality*. U.S. Environmental Protection Agency, v. **III**, n. July. 161p.
- USEPA. (2016). *Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology*. U.S. Environmental Protection Agency, v. **I**, n. January.
- VASCONCELOS, A. F. et al. (2016). Critérios de projeto e benefícios esperados da implantação de técnicas compensatórias em drenagem urbana para controle de escoamentos na fonte, com base em modelagem computacional aplicada a um estudo de caso na zona oeste do Rio de Janeiro. *Engenharia Sanitaria e Ambiental*, v. **21**, n. 4, p. 655–662.