

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

**ESTUDO DO MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS NA BACIA
DO IATE CLUBE, BRASÍLIA/DF**

MARCOS TÚLIO CÂMARA CAMBRAIA

**ORIENTADOR: SÉRGIO KOIDE
COORIENTADORA: MARIA ELISA LEITE COSTA**

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

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2020

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

**ESTUDO DO MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS NA BACIA
DO IATE CLUBE, BRASÍLIA/DF**

MARCOS TÚLIO CÂMARA CAMBRAIA

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:

**Prof. Sérgio Koide, PhD (ENC-UnB)
(Orientador)**

**Prof. Arthur Schleicher, MSc (ENC-UnB)
(Examinador Interno)**

**Dyego Guerra, Engenheiro ambiental (SO-DF)
(Examinador externo)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 10 DE DEZEMBRO DE 2020.

FICHA CATALOGRÁFICA

CAMBRAIA, MARCOS TÚLIO CÂMARA

Estudo do manejo de águas pluviais na bacia do Iate Clube, Brasília/DF

xiv, 81 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Ambiental, 2020)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Drenagem Urbana

2. PCSWMM

3. Modelagem

4. Medidas compensatórias

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CAMBRAIA, M. T. C. (2020). *Estudo do manejo de águas pluviais na bacia do Iate Clube, Brasília/DF*. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 86 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Marcos Túlio Câmara Cambraia

TÍTULO: Estudo do manejo de águas pluviais na bacia do Iate Clube.

GRAU: Bacharel em Engenharia Ambiental

Ano: 2020

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.

Marcos Túlio Câmara Cambraia
mtcambraia@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de deixar um agradecimento especial aos meus pais e todo o suporte e ajuda que me foi proporcionado durante a vida inteira. Além deles, toda a minha família, avós, irmão, tios e primos por todo apoio dentro e fora da Universidade. Agradeço a Universidade de Brasília e ao PTARH, por me proporcionarem um ambiente único de aprendizado e crescimento acadêmico, pessoal e profissional. Ao meu professor e orientador, Sérgio Koide, pessoa pela qual tenho muita admiração. A minha coorientadora, Maria Elisa, fundamental para conclusão do trabalho. Gostaria de deixar um agradecimento aos meus grandes amigos de curso e de estudos, alguns deles sendo carregados desde à época de Marista: Thiago, Carlo, Daniel e Márcio. E para finalizar, um agradecimento especial a todos os professores que fizeram parte dessa caminhada.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	7
2.	OBJETIVOS	9
2.1.	OBJETIVO GERAL	9
2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	9
3.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	10
3.1.	IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NO CICLO HIDROLÓGICO	10
3.2.	ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS	13
3.3.	DRENAGEM URBANA	15
3.3.1.	Sistema Tradicional de Drenagem	15
3.3.2.	Tecnologias Alternativas	16
3.3.3.	Drenagem no Distrito Federal	18
3.4.	MODELOS COMPUTACIONAIS	21
3.4.1.	Modelo SWMM	23
4.	METODOLOGIA	30
4.1.	ÁREA DE ESTUDO	30
4.1.1.	Área de Contribuição à Rede de Drenagem	31
4.1.2.	Tipo de Solo	34
4.1.3.	Uso e Ocupação do Solo	35
4.1.4.	Altimetria Local	36
4.1.5.	Clima Local	37
4.2.	MODELAGEM - PCSWMM	38
4.2.1.	Precipitação	38
4.2.2.	Rede de Drenagem	39
4.2.3.	Definição dos Cenários	40
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	43
5.1.	Caracterização da área de estudo e criação do modelo	43
5.2.	Simulações dos cenários	51
5.2.1.	Cenário Base	51
5.2.2.	Cenário 1	56
5.2.3.	Cenário 2	57
5.2.4.	Cenário 3	61
5.2.5.	Cenário 4	66

5.3. Comparação geral do sistema	72
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	77
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 Relação entre impermeabilização e geração de escoamento superficial (FISRWG, 1998, adaptado)	11
Figura 3.2 Características das alterações de uma área rural para urbana (Schuler, 1987 apud SUDERHSA; Hill, 2002)	12
Figura 3.3 Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano (Dawdy, 1967 apud SUDERHSA; Hill, 2002).....	12
Figura 3.4 Bacias Hidrográficas do Distrito Federal (ADASA, 2018)	19
Figura 3.5 Órgãos responsáveis pela gestão dos serviços de drenagem no DF (ADASA,2018) – Atualmente, a CODHAB virou SEDUH.....	20
Figura 3.6 Modelagem inserida nas fases de um estudo (Tucci, 2005, adaptado)	23
Figura 3.7 Esquema do método SCS (Costa, 2013, adaptado).....	26
Figura 4.1 Fluxograma das etapas a serem concluídas na metodologia	30
Figura 4.2 Área de estudo da bacia do Iate Clube.	31
Figura 4.3 Mapa de Zoneamento de Risco de Alagamento no Distrito Federal (Serenco, 2017)	32
Figura 4.4 Projeto original do entorno do Estádio Nacional de Brasília (G1, 2016).	33
Figura 4.5 Estádio Nacional de Brasília atualmente.....	34
Figura 4.6 Mapa de solos do DF, com indicação de classes.	35
Figura 4.7 Clima de Brasília-DF ao longo de 2018 e sua série histórica (INMET).....	37
Figura 4.8 Rede de drenagem da bacia do Iate Clube.	39
Figura 4.9 Projeto produzido pelo grupo da professora Liza - referente ao cenário 3.	41
Figura 5.1 Mapa Hipsométrico da Bacia do Iate Clube.	44
Figura 5.2 Mapa de Declividade da Bacia do Iate Clube.	45
Figura 5.3 Observação referente às áreas de declividade forte.	45
Figura 5.4 Comportamento das curvas de nível nas proximidades de construções.	46
Figura 5.5 Mapa de Uso e Ocupação da Bacia do Iate Clube.	47
Figura 5.6 Divisão da área de estudos em diversos lotes.	48
Figura 5.7 Hietograma para o Tr de 2 anos.	49
Figura 5.8 Hietograma para o Tr de 10 anos.	50
Figura 5.9 Rede de drenagem base utilizada para modelagem.....	51
Figura 5.10 Vazão de saída da rede drenagem para o Tempo de Retorno de 10 anos.	52
Figura 5.11 Exemplo de poços de visita inundados e com sobrecarga.	53
Figura 5.12 Período de sobrecarga nos poços de visita do Cenário Base.	55
Figura 5.13 Comparação entre as alterações propostas em cada cenário.....	56
Figura 5.14 Fotos de uma das bacias de retenção utilizada no Cenário 2.	58
Figura 5.15 Indicação do PV 258, utilizado para comparação entre os cenários Base e 2.	59
Figura 5.16 Comportamento das bacias de retenção para o Tr de 2 anos.....	60
Figura 5.17 Comportamento das bacias de retenção para o Tr de 10 anos.....	61
Figura 5.18 Alterações propostas pelo Cenário 3.....	62
Figura 5.19 Funcionamento das trincheiras para o Tempo de Retorno de 10 anos.....	64
Figura 5.20 Funcionamento das valas para o Tempo de Retorno de 10 anos.	64

Figura 5.21 Comparação entre os Cenários Base, 2 e 4 para o Tr de 2 anos.	66
Figura 5.22 Comparação entre os Cenários Base, 2 e 4 para o Tr de 10 anos.	67
Figura 5.23 Indicação de localização do PV 149 (seta vermelha) e da Bacia de detenção SU3 (seta verde).	68
Figura 5.24 Vazão no PV 149 para o Tempo de Retorno de 2 anos – Cenários Base e 4...	69
Figura 5.25 Vazão no PV 149 para o Tempo de Retorno de 10 anos – Cenários Base e 4.	69
Figura 5.26 Classificação dos PVs de acordo com o tempo sobrecarregado para o Tempo de Retorno de 10 anos	70
Figura 5.27 Funcionamento da Bacia de Detenção do Cenário 4 – Tr de 10 anos.....	71
Figura 5.28 Vertedor da Bacia de detenção – Cenário 4 para Tr de 10 anos	72
Figura 5.29 Vazão de saída em cada cenário, para o Tempo de Retorno de 10 anos.....	73
Figura 5.30 Quantidade extravasada em cada cenário, para o Tempo de Retorno de 10 anos.....	74
Figura 5.31 Vazão de saída de cada cenário, para o Tempo de Retorno de 2 anos.....	74
Figura 5.32 Quantidade extravasada em cada cenário, para o Tempo de Retorno de 2 anos.	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Cálculos de propagação do escoamento no SWMM (Costa, 2013; Rosman, 2016).....	25
Tabela 3.2 Condições de umidade para calcular o CN do método SCS (Tucci, 1995, adaptado)	27
Tabela 3.3 Grupos Hidrológicos dos solos (Tucci, 1995, adaptado).....	28
Tabela 3.4 CN para os diferentes uso e tipos de solo (Righetto, 2009, adaptado)	28
Tabela 5.1. Valores de CN considerados para cada tipo de solo.....	47
Tabela 5.2 CN dos lotes, separados por intervalos.....	48
Tabela 5.3 Vazão de saída e volume na saída da rede drenagem para as duas chuvas analisadas.....	52
Tabela 5.4 Quantidade de poços de visita inundados e com sobrecarga	54
Tabela 5.5 Comparação de vazão e volume com o Cenário Base.....	56
Tabela 5.6 Quantidade de poços de visita inundados e com sobre carga no Cenário 1.	57
Tabela 5.7 Comparação de vazão e volume escoado no PV 258 indicado pela seta.....	59
Tabela 5.8 Quantidade de poços de visita inundados e com sobre carga no Cenário 2.	59
Tabela 5.9 Área das valas e trincheiras utilizadas.	62
Tabela 5.10 Comparação de vazão e volume escoado que passam pelo PV 200, indicado na Figura 5.18.....	63
Tabela 5.11 Quantidade de poços de visita inundados e com sobre carga no Cenário 3. ...	63
Tabela 5.12 Quantidade infiltrada e escoada pelas valas e trincheiras.....	65
Tabela 5.13 Quantidade de poços de visita inundados e com sobrecarga no Cenário 4.	70
Tabela 5.14 Comparação entre a quantidade de PVs inundados de cada Cenário para o Tempo de Retorno de 2 anos	72
Tabela 5.15 Comparação entre a quantidade de PVs inundados e com sobrecarga em cada um dos Cenários para o Tempo de Retorno de 10 anos.	73

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 3.1.....	27
Equação 3.2.....	28
Equação 4.1.....	40

LISTA DE ABREVIACÕES, SIGLAS E SÍMBOLOS

ADASA	Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento
BMP	Best Management Practices
CN	Curva Número
DER	Departamento de Estradas e Rodagem
DF	Distrito Federal
DQO	Demanda Química de Oxigênio
EPA	<i>Environment Protection Agency</i>
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
GDF	Governo do Distrito Federal
ha	Hectare
IDF	Intensidade – Duração – Frequência
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
L	Litros
LID	<i>Low Impact Development</i>
Km / Km ²	Quilômetro / Quilômetro quadrado
m/m ² /m ³	metro / quadrados / cúbicos
min	Minutos
mm	milímetro
N	Nitrogênio
Novacap	Companhia Urbanizadora da Nova Capital
P	Fósforo
PC	Ponto crítico
PCSWMM	<i>Personal Computer Storm Water Management Model</i>
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PV(s)	Poço(s) de visita
RA	Região administrativa
s	Segundos
SCS	<i>Soil Control Measures</i>
SIG	Sistema de Informações geográficas
SS	Sólidos suspensos

SUDS	<i>Sustainable Urban Drainage</i>
SWMM	<i>Storm Water Management Model</i>
Tc	Tempo de concentração
Tr	Tempo de retorno
UnB	Universidade de Brasília
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e Cultura
WSUD	<i>Water Sensitive Urban Desing</i>
°C	Graus Celsius

1. INTRODUÇÃO

O crescimento populacional, aliado ao aumento de áreas urbanizadas provocam modificações no ciclo hidrológico, sobretudo no escoamento superficial e na produção de sedimentos. Devido à baixa infiltração, característica de áreas pavimentadas, problemas relacionados a quantidade e qualidade do volume de água escoado se tornaram cada vez mais recorrentes, principalmente em períodos de chuva. Por isso, redes de drenagem urbana são instaladas como tentativa de remediação dos problemas associados aos alagamentos e enxurradas.

A piora na qualidade das águas de escoamento superficial é resultado da grande quantidade de poluentes depositados no solo que, ao entrar em contato com a água, são carregados até chegar ao corpo receptor. Esses poluentes, ao chegarem no corpo receptor, podem ocasionar uma série de impactos negativos, como por exemplo a eutrofização de lagos, alteração na turbidez e no ciclo de vida de animais. Esse tipo de poluição é classificado como difusa devido à dificuldade em identificar a fonte ou o local de lançamento desses poluentes.

Os sedimentos carregados estão relacionados com o aumento da vazão, o que cria um cenário favorável à erosão das margens e às alterações morfológicas no canal. No âmbito social, as enchentes e alagamentos geram enormes perdas materiais ou até mesmo físicas, dependendo da dimensão do caso.

Para quantificar e dimensionar corretamente as possíveis soluções, pode ser necessária a utilização de modelagem hidrológica. Os modelos permitem a realização de análises em diversos cenários, considerando os aspectos mais relevantes durante a simulação, como as vazões de escoamento e infiltração, volume, e qualidade da água. Ferramentas de Sistemas de Informação Geográfica (SIG) são utilizadas para avaliar a infiltração no solo com base em dados de vegetação e uso e ocupação do solo.

Um modelo muito utilizado atualmente para este tipo de análise é o SWMM, que é um modelo hidráulico-hidrológico que leva em consideração, o tipo de solo, infraestrutura de drenagem, uso e ocupação, além de simular o acúmulo de poluentes.

Problemas e questões relacionadas ao escoamento de águas pluviais, principalmente em períodos de chuva, se tornam cada vez mais corriqueiras na capital federal, principalmente na Asa Norte. Nesse contexto, o presente projeto tem a finalidade de analisar e propor possíveis soluções, utilizando o modelo hidráulico-hidrológico PCSWMM, à rede de drenagem urbana da bacia do Iate Clube, situada na Bacia Hidrográfica do Paranoá, localizada na região administrativa do Plano Piloto, em Brasília-DF. Segundo o mapa de Zoneamento de Riscos de Alagamento do Plano Distrital de Saneamento Básico, essa região foi classificada como sendo de alto risco para alagamento.

Este projeto está dividido em introdução e cinco capítulos. No capítulo 2, são relacionados os objetivos propostos. A fundamentação teórica e a revisão bibliográfica estão colocadas no capítulo 3. No capítulo 4, é apresentada a metodologia seguida para alcançar os objetivos apresentados no capítulo 2. No capítulo 5, consta a apresentação dos resultados encontrados após a simulação dos cenários propostos. E por fim, no capítulo 6, constam as conclusões e recomendações.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

Avaliar o funcionamento do sistema de drenagem da bacia do Iate Clube, com o foco na contribuição gerada pelo Estádio Nacional de Brasília e avaliar soluções baseadas nas LIDs (*Low Impact Development*) para o controle do escoamento superficial.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificação dos pontos críticos de extravasamento e sobrecarga na bacia do Iate Clube e fazer uma comparação entre os diferentes cenários simulados;
- Analisar o comportamento da rede de drenagem em termos de vazão de pico, volume extravasado e escoado por meio de modelagem utilizando o PCSWMM.
- Verificar se as alterações propostas em cada cenário é capaz de atender o limite estabelecido pela Resolução 9/2011 da Adasa.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NO CICLO HIDROLÓGICO

Por volta da metade do século XX houve uma intensificação no processo de urbanização, cada vez mais as pessoas deixavam o meio rural em busca de um novo estilo de vida, caracterizado por uma alta concentração de indivíduos em um reduzido espaço de terra. Tal cenário fez com que houvesse uma concorrência acirrada por recursos naturais e conseqüentemente, uma perda significativa da biodiversidade (Tucci, 2008). Esse processo migratório acarreta inúmeras alterações no sistema hídrico das cidades, as quais devem ser controladas de modo a evitar alagamentos e inundações em períodos chuvosos (ADASA, 2018).

O processo de urbanização substitui áreas verdes (permeáveis) da bacia por áreas pavimentadas e impermeáveis, sendo necessário a implementação de um sistema de drenagem capaz de conduzir as águas pluviais e solucionar alagamentos locais, entretanto o ciclo hidrológico sofre importantes modificações (Tucci, 1997).

O volume de água, que antes era infiltrado ou ficava retido nas áreas naturais, transforma-se em escoamento superficial, aumentando-o significativamente. Responsável por recarregar o lençol freático, a infiltração sofre redução ocasionando uma diminuição no nível do aquífero subsuperficial, reduzindo então o abastecimento por meio de escoamento subterrâneo em corpos hídricos, fato que produz um aumento nas vazões máximas e diminuição em vazões mínimas. Além disso, com menos vegetação natural menor é a taxa de evapotranspiração, conseqüentemente a temperatura aumenta e há redução na umidade do ar (ADASA, 2018).

Notam-se importantes alterações nos hidrogramas de pré urbanização e pós urbanização para uma mesma região. Resultado das galerias de águas pluviais e redução da infiltração, a velocidade de escoamento aumenta (áreas impermeáveis aceleram a parcela de água transportada), o que reduz o tempo de concentração das ondas de cheias. Fato que resulta maiores vazões em tempos menores, ou seja, os picos de cheia aumentam e acontecem precocemente. Como consequência disso, o processo erosivo sofre forte aceleração, e conseqüentemente, um aumento na produção de sedimentos, os quais posteriormente são carregados, prejudicando ainda mais o funcionamento do sistema de drenagem e contribuindo

com o aumento do processo de assoreamento em corpos hídricos receptores (ADASA, 2018; Baptista, 2011). As alterações causadas no balanço hídrico estão representadas pela Figura 3.1.

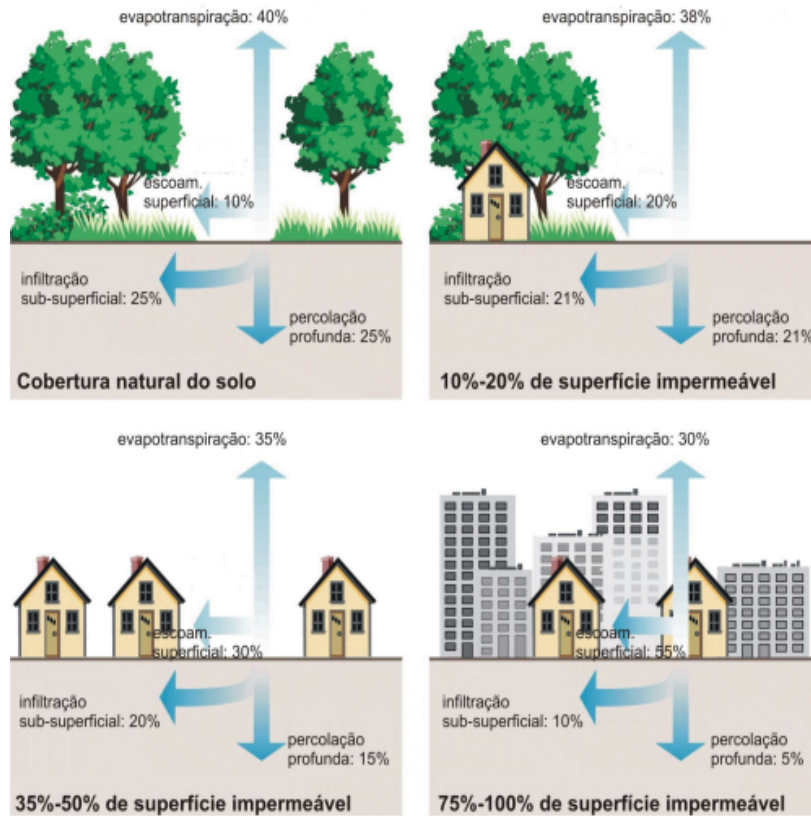


Figura 3.1 Relação entre impermeabilização e geração de escoamento superficial (FISRWG, 1998, adaptado)

Tempo de concentração, segundo Tucci (1997), é o maior tempo que uma determinada partícula de água de escoamento superficial necessita para percorrer a bacia e chegar ao exutório. Não necessariamente essa parcela de água é a mais distante do ponto de saída da bacia, visto que uma partícula de água mais distante que outra pode percorrer a bacia mais rapidamente dependendo da declividade do terreno no qual se encontra. A Figura 3.2 ilustra as diferenças encontradas entre os hidrogramas de pré e pós urbanização:

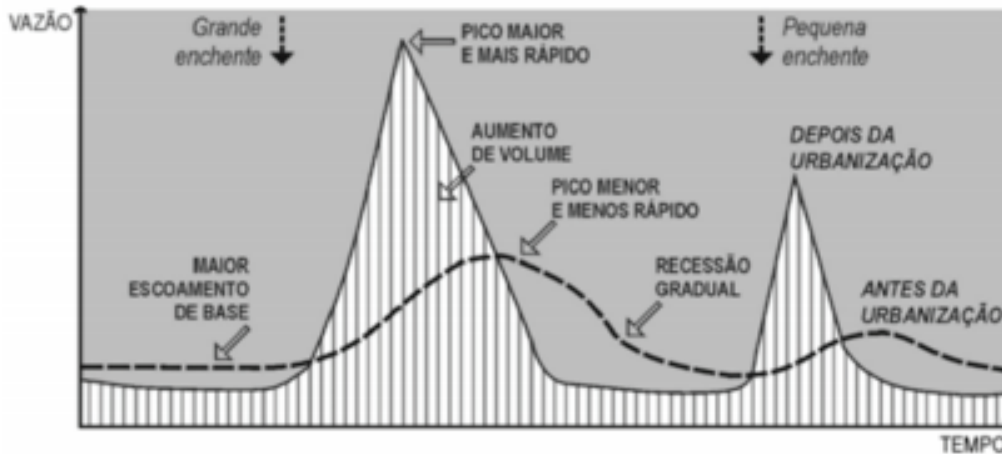


Figura 3.2 Características das alterações de uma área rural para urbana (Schuler, 1987 apud SUDERHSA; Hill, 2002)

À medida que o processo de ocupação da bacia começa a se consolidar, a produção de sedimentos tende a diminuir, uma vez que as obras vão chegando ao fim, e áreas residenciais e asfaltadas se destacam por produzirem baixa quantidade de sedimentos (situação que pode ser observada pela Figura 3.3). Entretanto, com um alto número de pessoas vivendo juntas, nota-se o surgimento de outro problema, os resíduos sólidos urbanos. Os resíduos gerados pela população são responsáveis por obstruir o sistema de drenagem, prejudicando intensamente seu funcionamento e também por piorar as condições ambientais, resultado da poluição. (Tucci, 2006).

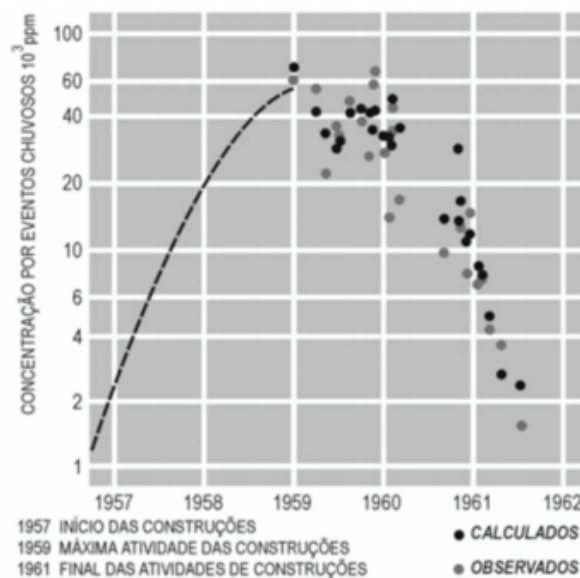


Figura 3.3 Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano (Dawdy, 1967 apud SUDERHSA; Hill, 2002)

3.2. ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

A qualidade das águas de drenagem é um reflexo da lavagem de áreas urbanas. É possível compará-la a efluentes provenientes de tratamento de esgoto sanitário, uma vez que a quantidade de material suspenso nas águas pluviais pode até superar a quantidade presente nos efluentes, principalmente em casos onde ocorre um evento de precipitação após grande período de seca (Tucci, 1997). Um dos fatores que inviabiliza sua reutilização é o risco sanitário presente no sistema.

A água, após precipitar e entrar em contato com a superfície, passa a escoar e carrega consigo diferentes tipos de poluentes, cujo contato humano pode vir a causar doenças, desde pequenas irritações de fácil tratamento, até doenças mais graves, como infecções intestinais. (Righetto, 2009).

A qualidade da água de drenagem urbana varia dependendo da localização geográfica, limpeza urbana, uso e ocupação do solo, época do ano, condições meteorológicas e presença de carga poluidora. Parâmetros que configuram a poluição orgânica e a quantidade de metais, são considerados como os principais indicadores de qualidade da água (Righetto, 2009; Tucci 2006). Essa consideração se justifica, visto que as cargas de poluição orgânica contribuem para o processo de eutrofização nos corpos hídricos; e os metais, por sua vez, são tóxicos (Costa, 2013).

Atualmente, as fontes de poluição do escoamento superficial urbano são classificadas como pontuais ou difusas (também conhecida como não-pontuais). Segundo Taebi e Droste (2004), a poluição pontual é aquela no qual a água contaminada descarrega em apenas um lugar. Com isso, é possível conhecer a carga, a fonte e também sua entrada no sistema de escoamento. Efluentes de indústrias ou esgoto doméstico, são exemplos de poluição pontual (Tucci e Mendes, 1997).

A poluição, por meio de fontes difusas, não possui um único local de entrada definido no sistema, ou seja, é consequência do escoamento superficial distribuído ao longo das bacias (Tucci e Mendes, 1997). Para Baptista e Nascimento (2005) a poluição difusa se caracteriza por apresentar alta variabilidade de concentração dos poluentes. As variações ocorrem quanto ao tipo de área urbana (industrial, residencial ou comercial), e à magnitude entre eventos de precipitação distintos ou até mesmo durante um mesmo evento de chuva.

Tucci (2002), considera que os momentos iniciais dos eventos chuvosos contêm a maior parte de poluentes existente em todo o escoamento superficial. Esse fenômeno é conhecido por carga de lavagem (ou *first flush*, em inglês), o conceito de *first flush* se iniciou nos estados da Flórida e Texas, nos Estados Unidos, na década de 1970. Esse evento consiste no escoamento superficial nos primeiros momentos de uma precipitação carregando a maior parte dos poluentes que foram acumulados nos dias secos. As primeiras águas de lavagem então, são consideradas responsáveis por carregar a grande maioria dos sólidos suspensos – os poluentes (Tomaz, 2006).

Segundo Porto (1995), em bacias menores a ocorrência de eventos de *first flush* é mais frequente do que em bacias maiores. Isso acontece, visto que em grandes bacias, a redução nas concentrações de poluentes pode não ocorrer de acordo com o aumento do volume de escoamento. Essa relação é explicada devido o tempo de concentração que há em cada uma das bacias.

Um estudo realizado por Costa (2013), na região da sub bacia do Iate Clube (área de estudo do presente trabalho), comprova o grau de poluição presente nas águas pluviais. Para isso, em dois diferentes meses as cargas de lançamento desta área foram comparadas com as cargas de efluentes lançados pela ETE Norte. Segundo os números apresentados, as cargas de sólidos suspensos lançadas no Lago Paranoá pela bacia do Iate Clube superaram as cargas de SS dos efluentes da ETE Norte (Costa, 2013). Ainda sobre este estudo, foram analisados 6 eventos de chuva ocorridos em diferentes dias, para comparar massa e volume das mesmas variáveis (DQO, P, N e SS). Relacionados a DQO e N, todos os 6 eventos apresentaram a ocorrência de *first flush*, em relação aos SS e P, um total de 5 eventos tiveram a ocorrência do fenômeno.

Tomaz (2006) elenca três maneiras de controlar a poluição difusa:

- Prevenir a entrada de poluentes no escoamento (medida compensatória não-estrutural), consiste em uma limpeza pública eficiente, não jogar óleos, graxas e lixo na rua;
- Aumentar as áreas permeáveis (medida não-estrutural), está relacionado à etapa de planejamento, promover uma melhor infiltração em áreas pluviais;

- Tratar o escoamento superficial através de técnicas conhecidas como medidas compensatórias estruturais.

3.3. DRENAGEM URBANA

A Lei Federal de Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico (Brasil, 2007), define o sistema de drenagem e manejo de águas pluviais como sendo:

“Conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção, ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas”.

Basicamente, essa Lei determina que a drenagem urbana consiste em medidas adotadas com foco em minimizar os riscos que a população está sujeita em relação às enchentes, como também quanto o controle de poluição hídrica.

O Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbana do Distrito Federal (ADASA, 2018) divide o sistema de drenagem em três subsistemas: controle na fonte, microdrenagem e macrodrenagem. Controle na fonte é formado por dispositivos capazes de promover infiltração e amortecimento, instalados junto à origem do escoamento pluvial. Microdrenagem é responsável por drenar o sistema viário, sarjetas; canaletas e tubulações por exemplo, os dispositivos de microdrenagem devem ter no máximo 0,80 metros de diâmetro. A macrodrenagem recebe a vazão trazida pelos dispositivos de microdrenagem, consiste em canais abertos ou fechados, galerias e tubulações com um diâmetro no mínimo de 1 metro.

3.3.1. Sistema Tradicional de Drenagem

Os surtos de doenças ocorridos na Europa em séculos anteriores fizeram com que surgisse o princípio higienista sobre drenagem urbana. Os higienistas visam a retirada, o mais rápido possível, das águas pluviais de áreas urbanas (Baptista, *et al.*, 2011), sendo essa abordagem considerada a tradicional.

O sistema tradicional consiste na construção de redes de condutos, abertos ou não, permitindo transportar o escoamento superficial urbano e direcionando-o o mais rápido possível até chegar em algum corpo d'água (Cruz, *et al.*, 2001). Esses sistemas são formados basicamente por dispositivos de microdrenagem e macrodrenagem (Baptista, *et al.*, 2011).

Nesse sistema não são considerados aspectos qualitativos, apenas os aspectos quantitativos. Dessa forma, as águas pluviais são despejadas nos rios sem que haja nenhum tipo de tratamento prévio ou preocupação ambiental e estética com os recursos naturais (Cruz, *et al.*, 2001). Dessa maneira, os corpos receptores ficam submetidos ao assoreamento e a qualquer tipo de poluição trazida pelas águas pluviais, sem contar a existência de ligações clandestinas de esgoto na rede, que ainda hoje, continua sendo um enorme problema no Brasil.

3.3.2. Tecnologias Alternativas

Com o constante crescimento populacional nas cidades, o sistema tradicional de drenagem passou a ficar sobrecarregado e tornou-se insuficiente para atender toda a população. Por volta da década de 1970, na América do Norte e na Europa, surgiu uma nova abordagem para tratar o assunto. Conhecidas como tecnologias alternativas ou medidas compensatórias de drenagem, esse novo jeito de trabalhar a drenagem busca amortecer os impactos produzidos pela urbanização nos processos hidrológicos, diferentemente da ótica higienista, tanto quantitativamente como qualitativamente. Essa abordagem, de cunho mais ambiental pode ser chamada de LID (“*Low Impact Development*”), BMPs (“*Best Management Practices*”), WSUD (“*Water Sensitive Urban Design*”) e SUDS (“*Sustainable Urban Drainage Systems*”). Importante ressaltar que no presente trabalho as novas técnicas serão chamadas de LIDs mas existem particularidades por trás de cada sigla, as quais serão apresentadas a seguir, e portanto, é incorreto dizer que elas se equivalem.

LID é um conceito surgido nos EUA na década de 70, porém consolidada apenas na década seguinte. Tem como finalidade manter o balanço hidrológico de pré-urbanização, para isso se utiliza de soluções pontuais integradas em uma paisagem funcional e hidrológica. As BMPs tiveram seu início pouco depois das LIDs, no Canadá, e têm como foco principal estabelecer práticas estruturais e não estruturais com vistas o controle da poluição pluvial e sedimentos. WSUD teve seu início a partir do ano de 1990 na Austrália, tem como objetivo

a redução dos impactos hidrológicos provocados pela urbanização, no qual considera a drenagem urbana um instrumento para controle de cheias, qualidade da água, manejo de águas pluviais e fluviais. As SUDS iniciaram no Reino Unido nos anos 2000, e visam unir práticas e tecnologias buscando encontrar soluções mais sustentáveis do que as convencionais (Fletcher *et al.*, 2015; Sousa, 2014).

Essas tecnologias têm como objetivo promover o retardamento do escoamento superficial, aumentando o tempo de concentração e reduzindo as vazões máximas; amortecer os picos e reduzir os volumes das enchentes – para isso podem-se utilizar reservatórios; e conter o escoamento superficial no local onde ocorreu a precipitação por meio de melhoria nas condições de infiltração ou utilizando tanques de contenção (Canholi, 2014).

Isso significa uma notória mudança em relação às alternativas clássicas, passou-se então a analisar os impactos da urbanização de maneira global, buscando compensá-los, considerando como base de estudo a bacia hidrográfica. A compensação acontece por meio do controle da produção de excedentes de água geradas, e evitando sua transferência rápida para jusante (Baptista *et al.*, 2011).

Segundo Canholi (2014), as medidas de controle têm como objetivo minimizar ou mitigar os impactos gerados por inundações e são de duas maneiras, estruturais e não-estruturais. Quando são realizadas alterações (obras estruturais) no corpo hídrico a fim de evitar e/ou corrigir prejuízos ocasionados pelas enchentes, classifica-se a medida de controle como estrutural. Medida não-estrutural não há obra, ou seja, o homem convive com o corpo hídrico buscando reduzir os impactos, são basicamente práticas educacionais, institucionais, normativos e de fiscalizações.

As medidas estruturais são diferenciadas entre intensivas ou extensivas. Medidas estruturais intensivas consistem em modificações que atuam diretamente nos rios. Já as extensivas englobam, não só o corpo hídrico, como também a bacia hidrográfica e buscam modificar as relações de chuva e vazão (Tucci, 2003).

Para se atingir um melhor funcionamento do sistema de drenagem urbana, é sugerida a interação entre as medidas estruturais, medidas não-estruturais e técnicas compensatórias

(Canholi, 2014; Righetto, 2009). Também são importantes a implementação de medidas que auxiliem na infiltração por meio de técnicas compensatórias, sobretudo no controle da produção do escoamento na fonte (pavimento poroso; reservatórios domiciliares; telhados verdes – armazenadores; e jardins de chuva), no sistema viário (trincheiras, poços, valas e valetas de infiltração; valas e valetas de retenção; armazenamento em estacionamentos e pavimentos permeáveis), como no controle a jusante (bacias de retenção e de infiltração) (Costa, 2013; Righetto 2009).

Dentre os tipos citados, serão detalhados sobre valas e trincheiras de infiltração, técnicas que se deseja implementar na área de estudo.

As valas de infiltração são consideradas técnicas compensatórias lineares (aquelas onde a dimensão longitudinal é bastante superior a largura e profundidade), formadas por simples depressões escavadas no solo com a finalidade de recolher as águas de chuva, armazenando-as temporariamente ou promovendo sua infiltração (Baptista *et al.*, 2011). As valas têm seu uso bem difundido como estrutura de drenagem, especialmente no sistema viário. Possuem um funcionamento simplificado, a introdução da água na estrutura ocorre de maneira direta, por escoamento superficial. Também são muito versáteis, podendo ser utilizadas não apenas ao longo do sistema viário, mas também em jardins, diversas áreas verdes e terrenos para prática de esportes.

As trincheiras possuem amplo grau de similaridade com as valas, porém em tamanho inferior, normalmente a largura e profundidade não ultrapassam um metro. O preenchimento interno é feito por material granular graúdo, e recomenda a utilização de manta geotêxtil, com o intuito de evitar a passagem de finos causadores de colmatagem na estrutura. Além de diminuir o volume de água escoado, as trincheiras auxiliam na recarga do lençol freático e exercem melhoria na qualidade das águas pluviais. Por outro lado, há a necessidade em realizar manutenções periódicas na estrutura; existem restrições de eficiência para sua implementação em áreas de fortes declividades; e apresentam risco de poluição do lençol freático (Baptista *et al.*, 2011; Canholi, 2014).

3.3.3. Drenagem no Distrito Federal

O território do Distrito Federal é dividido em três regiões hidrográficas: Bacia Tocantins/Araguaia, Bacia do Rio São Francisco e Bacia do Rio Paraná. Nessas três regiões estão contidas outras sete bacias hidrográficas: Rio Maranhão, que pertence à Bacia Tocantins/Araguaia; os Rios Descoberto, São Bartolomeu, Corumbá, São Marcos e Lago Paranoá pertencem à Bacia do Rio Paraná; e o Rio Preto é pertencente à Bacia do Rio São Francisco. As sete bacias hidrográficas são subdivididas, totalizando em 41 unidades hidrográficas (ADASA, 2018). É possível observar a disposição das bacias hidrográficas do Distrito Federal na Figura 3.4.

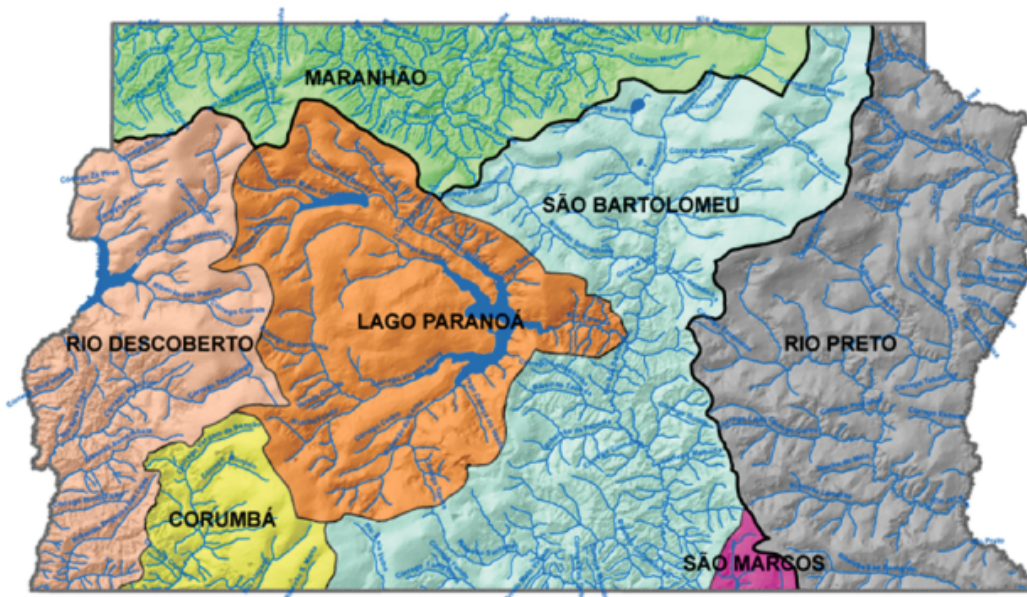


Figura 3.4 Bacias Hidrográficas do Distrito Federal (ADASA, 2018)

Um conjunto de órgãos e instituições de administração pública são responsáveis pela gestão de serviços de drenagem e manejo de águas pluviais no Distrito Federal. A partir da Figura 3.5, é possível saber quais são esses órgãos e suas respectivas funções. Importante lembrar que a CODHAB, na atual gestão, teve seu nome alterado para SEDUH.

Competências e Atribuições	Governo do Distrito Federal – Instituições
Planejamento	• SINESP • CORSAP ¹
Regulação e Fiscalização	• ADASA
Prestação de Serviços	• NOVACAP • DER-DF
Órgãos Intervenientes	• METRÔ-DF • TERRACAP • CODHAB • ADMINISTRAÇÕES REGIONAIS
Licenciamento	• IBRAM
Outorga de Recursos Hídricos	• ADASA
Ouvidoria	• OUVIDORIA GERAL DO DF E OUVIDORIAS DE CADA ÓRGÃO

¹ Responsabilidade pelo planejamento das águas pluviais é definida na legislação, porém atualmente não é praticada pelo CORSAP

Figura 3.5 Órgãos responsáveis pela gestão dos serviços de drenagem no DF (ADASA,2018) – Atualmente, a CODHAB virou SEDUH.

A NOVACAP é responsável pela execução dos sistemas de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas, sendo a prestação de serviço regulada pela ADASA. Para elaboração de projetos e execução de obras de drenagem, a NOVACAP deve seguir os seguintes critérios normativos (ADASA, 2018):

- Plano Diretor de Drenagem Urbana – Critérios de Projeto – GDF (Distrito Federal, 2009);
- Resolução nº 9/2011 – ADASA – Resolução referente a concessão de outorga de lançamento de águas pluviais;
- Termo de Referência da NOVACAP.

O DER-DF também tem como competências os projetos e execução de obras de drenagem, entretanto apenas aqueles referentes às rodovias distritais. Este órgão possui o Plano Rodoviário do DF (1964) que foi revisado no ano de 1974, através do Decreto nº 2703, e que posteriormente se tornou o Sistema Rodoviário do Distrito Federal (ADASA, 2018).

Segundo a Lei Federal 11.445/2007, regulação é definida como:

“Todo e qualquer ato que discipline ou organize determinado serviço público, incluindo suas características, padrões de qualidade, impacto socioambiental, direitos e obrigações dos usuários e dos responsáveis por sua oferta ou prestação e fixação e revisão do valor de tarifas e outros preços públicos”.

No Distrito Federal, o instrumento de outorga dos direitos de uso de recursos hídricos é responsável por estabelecer normas de controle de qualidade e quantidade das águas pluviais.

A outorga de lançamentos de águas pluviais no DF é um serviço atribuído à ADASA. Como citado anteriormente, a Resolução nº 9/2011 é o instrumento legal responsável por esse serviço, nela estão definidos os seguintes parâmetros:

- A vazão específica de lançamento de águas pluviais possui o valor máximo de 24,4 L/(s*ha);
- O tempo de recorrência da chuva utilizado deve ser de 10 anos;
- Terrenos de habitação unifamiliar, com área inferior a 600 m², a limitação de vazão poderá ser desconsiderada, a critério da ADASA.
- Para manutenção de qualidade e quantidade do corpo hídrico receptor, reservatórios de qualidade e quantidade devem ser construídos em série, nessa ordem.
- Para o dimensionamento de reservatórios de quantidade a chuva de projeto utilizada deve ser de no mínimo 24 horas.

Considerado como patrimônio mundial, uma grande parcela do Distrito Federal é tombada pela UNESCO, parcela na qual o Estádio Nacional está localizado (UNESCO, 2013). Fato que limita grandes alterações, uma vez que as obras realizadas em áreas tombadas não devem modificar os conceitos urbanísticos originais de projeto.

3.4. MODELOS COMPUTACIONAIS

A modelagem computacional representa as diversas respostas produzidas por um sistema ou objeto, a partir de diferentes dados de entrada. Consiste em uma ferramenta científica e tecnológica, com foco em representar e entender melhor como a bacia hidrográfica se comporta, o que possibilita a previsão de cenários alternativos. A heterogeneidade física da bacia e dos processos envolvidos limitam a simulação hidrológica e acaba gerando um vasto número de modelos, os quais se diferenciam pelos dados de entrada adotados, prioridades de representação dos processos, discretização e objetivo proposto (Tucci, 2005).

A modelagem auxilia a realização de projetos nas fases de planejamento, detalhamento, manutenção ou em casos que necessite a simulação de cenários. Algo bastante confundido é considerar o modelo como o objetivo final do trabalho ou estudo. O modelo deve ser

classificado como uma importante ferramenta, a qual possibilita os profissionais avaliarem suas opções e tomarem as melhores decisões para alcançar a meta (Righetto, 2009; Tucci, 2005).

Como visto anteriormente, a relação existente entre as águas pluviais e carreamento de poluentes, faz com que os modelos computacionais mais recentes sejam capazes de realizarem cálculos de quantidade - vazão, volume e velocidade; como também de qualidade - concentração de poluentes. Ferramentas de geoprocessamento foram incorporadas nos modelos a fim de promover facilidades de entrada de dados e representação georreferenciada dos sistemas (Righetto, 2009). Porém, a quantidade e qualidade dos dados hidrológicos, dificuldade em formular matematicamente alguns processos e a simplificação do comportamento de fenômenos e variáveis são as principais limitações básicas dos modelos hidrológicos (Tucci, 2005).

O processo de utilização do modelo é conhecido como simulação e é composto por três fases. A primeira fase é a de determinação dos parâmetros, e é conhecida por estimativa de parâmetros. Posteriormente, ocorre a fase de verificação, onde acontece a simulação do modelo com os parâmetros estimados e é verificado a validade do ajuste feito. A terceira e última fase é a de previsão, responsável pela resposta dada as diferentes entradas (Tucci, 2005). O fluxograma representado pela Figura 3.6 ilustra a sequência da modelagem inserida nas fases de desenvolvimento de um estudo, desde o início até a tomada de decisão.

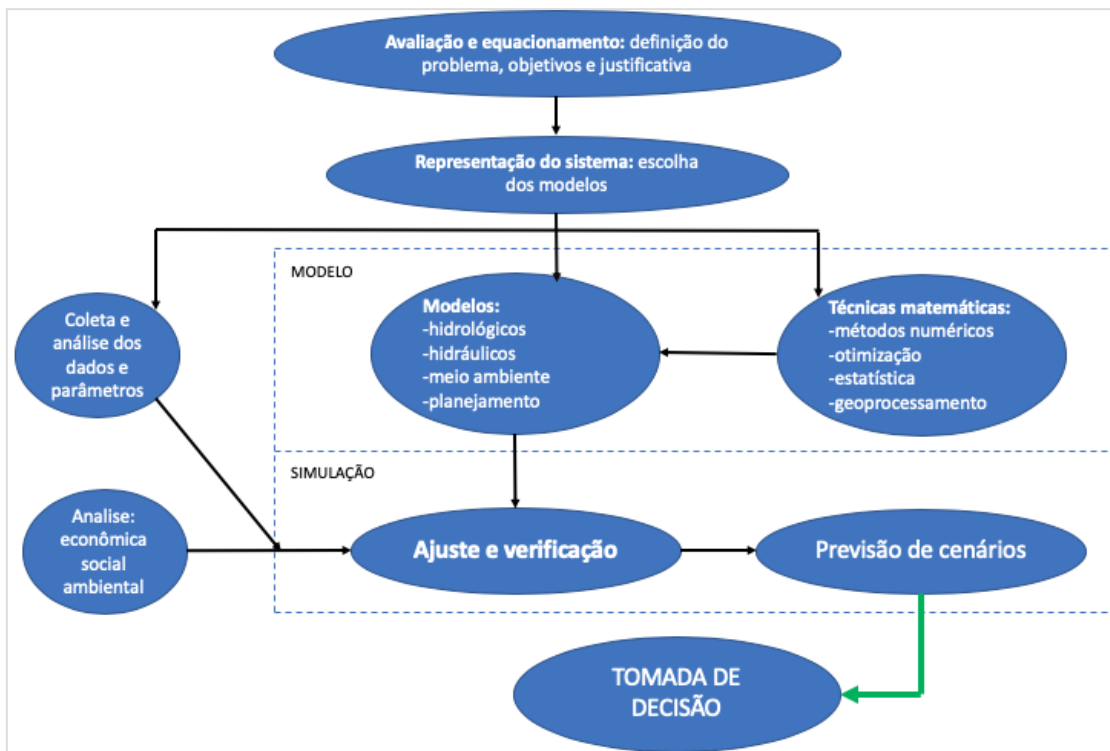


Figura 3.6 Modelagem inserida nas fases de um estudo (Tucci, 2005, adaptado)

3.4.1. Modelo SWMM

O SWMM (*Storm Water Management Model*) teve sua primeira versão criada no ano de 1971, pela Agência de Proteção Ambiental norte Americana – USEPA, desde então o programa passou por diversos aprimoramentos e atualizações, até que depois da década de 2000 foi lançada a sua quinta versão, a mais atual. Consiste em um modelo dinâmico de chuva-vazão capaz de simular e analisar quantitativa e qualitativamente as águas de drenagem urbana, além de poder ser utilizado para simular um único evento chuvoso ou contínuo. Atualmente, o SWMM é o programa computacional mais utilizado para fins de drenagem urbana, pois conta com seu código de programação aberto, o que possibilita modificações; uma boa interface; e é de fácil acesso, uma vez que pode ser baixado gratuitamente pelo site oficial da USEPA. (Irvine *et al*, 2015; Rossman, 2015; Righetto 2009).

O SWMM não possui integração com sistemas de informações SIG e CAD. Entretanto, a empresa canadense CHI Waters, com sede em Ontário, desenvolveu um programa capaz de interagir com os sistemas de informações SIG e CAD (Righetto, 2009). O programa desenvolvido é chamado de PCSWMM, apresenta diversos recursos de análises hidráulicas

e hidrológicas, além de possibilitar simulações em duas dimensões. A grande desvantagem deste programa é o alto custo para adquiri-lo. Entretanto, em casos de estudantes, existe a possibilidade de obtenção de uma licença universitária temporária para realização de estudos ou projetos. Dessa forma, no presente trabalho será utilizado o PCSWMM por possibilitar uma análise mais complexa, possuir boa interface, como também sua praticidade.

Por Rossman (2015), o SWMM possibilita que sejam feitas simulações hidrológicas, hidráulicas e de qualidade de água nos sistemas de drenagem. O modelo possui quatro principais módulos, são eles: atmosférico, superfícies do solo, águas subterrâneas e transporte. Dentre os objetivos do programa, Righetto (2009) destaca o dimensionamento do sistema de drenagem para controle de alagamentos; avaliação de sistemas de retenção de cheias e qualidade da água; mapeamento de áreas inundáveis; sensibilidade dos componentes do ciclo hidrológico – infiltração, evaporação e escoamento superficial; análise de sistema devido o carreamento de poluentes, entre outros.

Para calcular as vazões o SWMM aplica uma abordagem distribuída, responsável pela integração entre a modelagem da microdrenagem e da macrodrenagem. Essa integração da rede de galerias com o escoamento superficial que promove a simulação e previsão de alagamentos, resultante da sobrecarga no sistema de drenagem. (Canholi, 2014).

Para executar o cálculo hidrológico e hidráulico do problema proposto, o modelo necessita de dados de entrada, tais como precipitação pluviométrica; áreas de contribuição; tipo de solo; permeabilidade; capacidade de infiltração do solo; e a declividade; caso necessite simular a qualidade da água se faz necessário especificar as características do poluente e o uso e ocupação do solo. Após os dados de entrada, deve-se dimensionar a rede de drenagem, formada por nós, condutos, poços de visita e o emissário final – ou exutório. (Beling, 2013; Righetto, 2009; Rossman, 2016).

A propagação do escoamento no SWMM é estabelecida a partir de equações hidrodinâmicas completas. A solução das equações de Saint Venant se dá por processo explícito de discretização numérica, existem três diferentes tipos dessas equações, regime uniforme, onda cinemática e onda dinâmica (exibidas na Tabela 3.1). O regime uniforme tem como função apenas transferir o hidrograma de um nó a montante para outro nó a jusante. A onda cinemática considera a média entre o regime uniforme e a onda dinâmica, nela é possível que haja uma variação de área e vazão no conduto, mas não consegue avaliar ressaltos e

perdas existentes. A resolução mais completa das equações é por meio da onda dinâmica, sendo capaz de representar remanso, ressaltos hidráulicos e perdas de entrada e saída. Já em um sistema não linear a solução ocorre através do método iterativo de Newton-Raphson. (Canholi, 2014; Costa, 2013).

Tabela 3.1 Cálculos de propagação do escoamento no SWMM (Costa, 2013; Rosman, 2016)

TIPOS DE ANÁLISES DE ESCOAMENTO	EQUAÇÕES
Regime Permanente	$\frac{\partial}{\partial t} = 0$
Onda Cinemática	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$ $g \cdot A \cdot S_f - g \cdot A \cdot S_0 = 0$
Onda Dinâmica	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$ $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f - g \cdot A \cdot S_0 = 0$

O programa disponibiliza de três métodos a serem escolhidos para a separação do escoamento superficial: métodos de Green and Ampt, Horton ou SCS. O método de Green-Ampt assume que há uma frente de umedecimento na coluna de solo, responsável por separar parte da camada do solo com umidade inicial e parte onde o solo encontra-se saturado. A equação de Horton é baseada em observações empíricas, implica no conceito de que a infiltração decresce exponencialmente, variando entre máximos e mínimos valores. O método SCS – representado na Figura 3.7 – consiste na aproximação feita a partir da CN (Curva-Número) do NRCS (*National Resources Conservation Service*), com vistas obter a capacidade de infiltração total do solo pela tabela da CN (a tabela se baseia na impermeabilidade da bacia). Por ser um método simplificado, feito com base em um único parâmetro o SCS costuma ser muito utilizado (Canholi, 2014; Rosman, 2016).

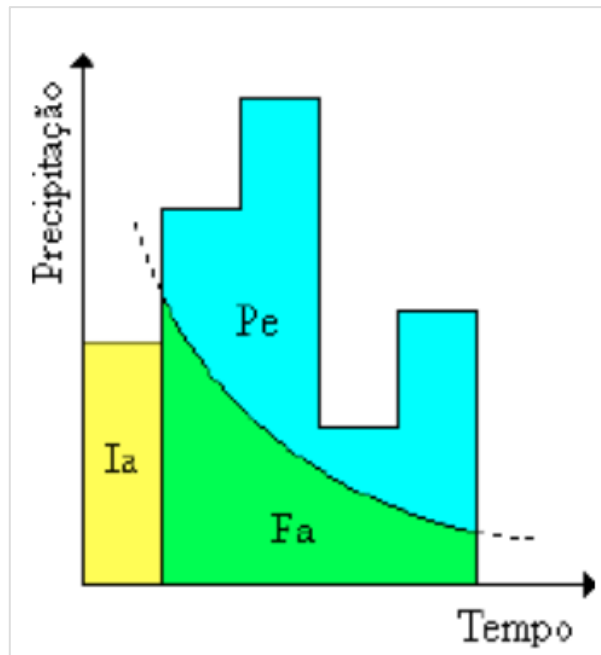


Figura 3.7 Esquema do método SCS (Costa, 2013, adaptado)

Onde,

Pe = precipitação efetiva;

Fa = infiltração;

Ia = abstração inicial.

O cálculo do escoamento superficial se dá a partir da equação 3.1:

$$Q = \frac{(P - 0,2 * S)^2}{P + 0,8 * S} \quad \text{Equação 3.1}$$

Nota-se que a precipitação (P) deve superar 20% da capacidade de armazenamento do solo (S), caso isto não ocorra a vazão (Q) será igual a zero.

Para obtenção dos valores de precipitação se utiliza como base o hidrograma criado com a curva IDF de Brasília, conforme recomendado pela ADASA (2018) e PDDU (2009). É

possível observar na Equação 3.2 como é feito o cálculo da capacidade de armazenamento do solo.

$$S = 25,4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde,

CN = Curva Número [adimensional].

O CN é um parâmetro adimensional e pode variar de 0 a 100, quando $S = \infty$ ou $S = 0$, respectivamente. O valor atribuído ao CN depende especialmente do uso e ocupação do solo e o teor de umidade presente no sistema. As Tabelas 3.2, 3.3 e 3.4 indicam as condições e características observadas na avaliação do CN.

Tabela 3.2 Condições de umidade para calcular o CN do método SCS (Tucci, 1995, adaptado)

CONDIÇÃO	CARACTERÍSTICAS
----------	-----------------

I	Solos secos: chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassam 15 mm.
II	Situação média na época de cheias: as chuvas dos últimos 5 dias totalizam entre 15 e 40 mm.
III	Solo úmido (próximo da saturação): as chuvas dos últimos 5 dias foram superiores a 40 mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

Tabela 3.3 Grupos Hidrológicos dos solos (Tucci, 1995, adaptado)

GRUPOS	CARACTERÍSTICAS
A	Solos arenosos com baixo teor de argila (menor que 8%)
B	Solos arenosos com teor de argila variando entre 8-15%.
C	Solos barrentos com teor de argila variando entre 20 a 30%, mas sem a presença de camadas argilosas impermeáveis.
D	Solos argilosos, argila total variando de 30 a 40%.

Tabela 3.4 CN para os diferentes uso e tipos de solo (Righetto, 2009, adaptado)

OCUPAÇÃO DO SOLO	TIPO DE SOLO			
Solo Cultivado	A	B	C	D
Sem técnicas de conservação	72	81	88	91

Com técnicas de conservação	62	71	78	81
Pastagem (condição adequada)	39	61	74	80
Área Florestada				
Pouca cobertura	45	66	77	83
Grande cobertura	25	55	70	77
Parques e Jardins				
75% área gramada	39	61	74	80
50% a 75% área gramada	49	69	79	84
Áreas Comerciais (85% de área impermeável)	89	92	94	95
Áreas Industriais (72% de área impermeável)	81	88	91	93
Áreas Residenciais				
65% de área impermeável	77	85	90	92
30% de área impermeável	61	75	83	87
Áreas Impermeáveis	98	98	98	98

4. METODOLOGIA

O presente trabalho tem o sistema de drenagem urbana da bacia do Iate Clube como objeto de estudo. Este capítulo aborda a metodologia que será utilizada com foco em alcançar os objetivos traçados no capítulo 2.

Para ilustrar as etapas a serem concluídas durante a metodologia, foi desenvolvido um fluxograma, o qual está representado pela Figura 4.1.

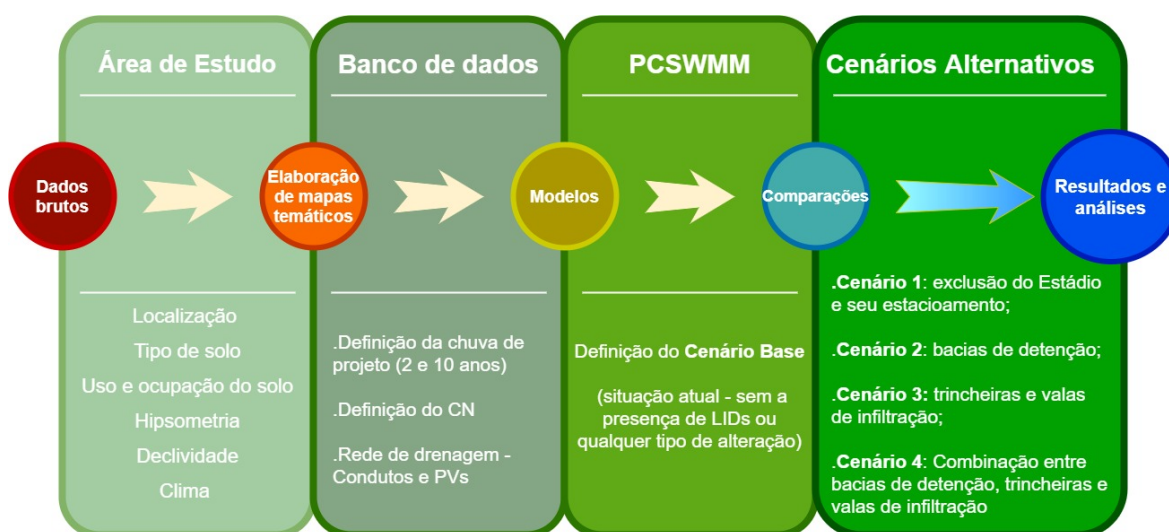


Figura 4.1 Fluxograma das etapas da metodologia

4.1. ÁREA DE ESTUDO

Para a realização do estudo de caso proposto é necessário que, inicialmente, seja feita a delimitação da área de estudo.

Localizada dentro da Bacia Hidrográfica do Lago Paranoá, única pertencente integralmente aos limites regionais do Distrito Federal, a sub-bacia do Iate Clube, de acordo com o Plano Diretor de Drenagem Urbana do DF, elaborado pelo GDF em 2009, é uma das 28 sub-bacias que foram divididas conforme as condições de macrodrenagem de cada região e está representada pela Figura 4.2.

4.1.1. Área de Contribuição à Rede de Drenagem

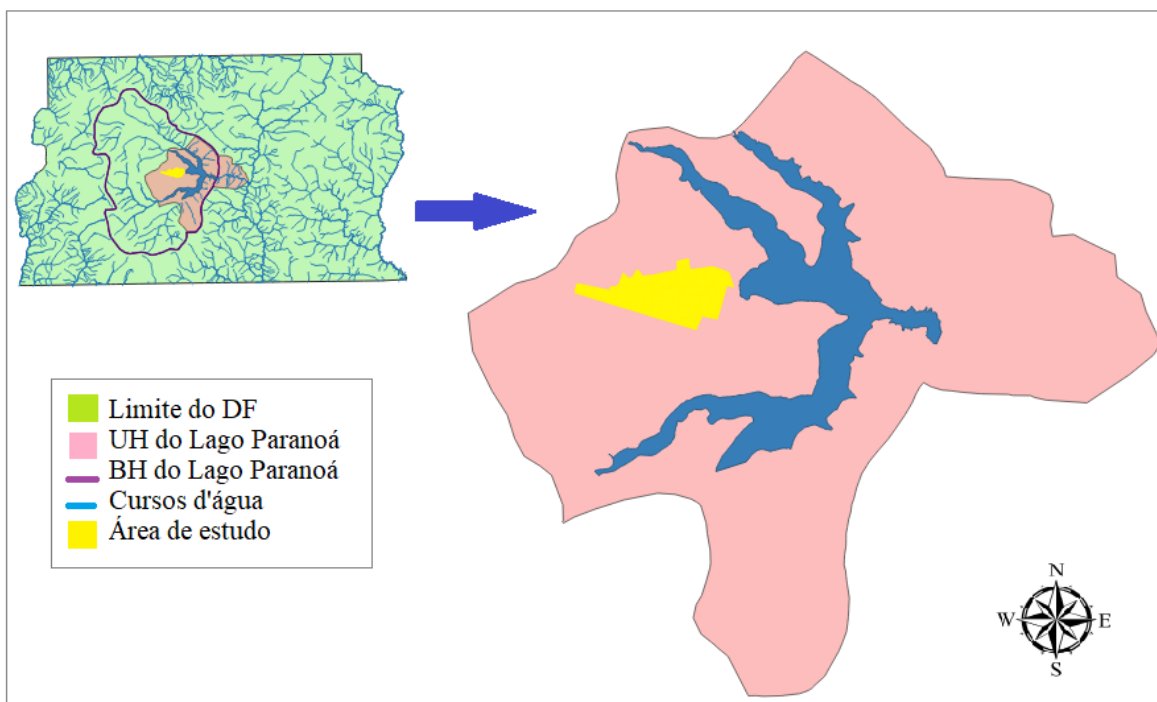


Figura 4.2 Área de estudo da bacia do Iate Clube.

Esta sub-bacia contém aproximadamente 9 Km² de área, 17 Km de perímetro e está localizada em uma área bastante urbanizada, onde houve forte alteração na camada natural do solo (Souza, 2014). Estão contidos nesta área, o Estádio Nacional de Brasília, o Autódromo Internacional Nelson Piquet, o Terminal Rodoviário de Brasília, o Setor Hoteleiro Norte, Setor de Autarquias Norte, o Setor comercial Norte e as superquadras residenciais.

Problemas relacionados à questão do escoamento superficial de águas pluviais, principalmente em períodos chuvosos, são recorrentes nesta região e em suas proximidades, indicando a deficiência no sistema de drenagem existente, a qual está relacionada aos eventos de inundações. Estes eventos, quando combinados com o alto teor de sedimentos são responsáveis por lançamentos inadequados de poluentes e pelo aumento da taxa de erosão nos leitos e margem do corpo hídrico, o que implica em uma importante queda na qualidade da água.

No Plano Distrital de Saneamento Básico, publicado em 2017, tem-se o mapa de Zoneamento de Riscos de Alagamento, representado pela Figura 4.3. Neste mapa, as regiões

do Distrito Federal foram classificadas de acordo seu grau de risco de alagamento (5 graus diferentes, variando de muito baixo a muito alto), sendo que, foram avaliados diversos parâmetros para que fosse feita esta classificação – como declividade, uso e ocupação do solo, dados pluviométricos, rede de drenagem, entre outros. Segundo os dados expostos no gráfico, percebe-se que a área de estudo está localizada em uma área onde apresenta alta suscetibilidade para alagamento.

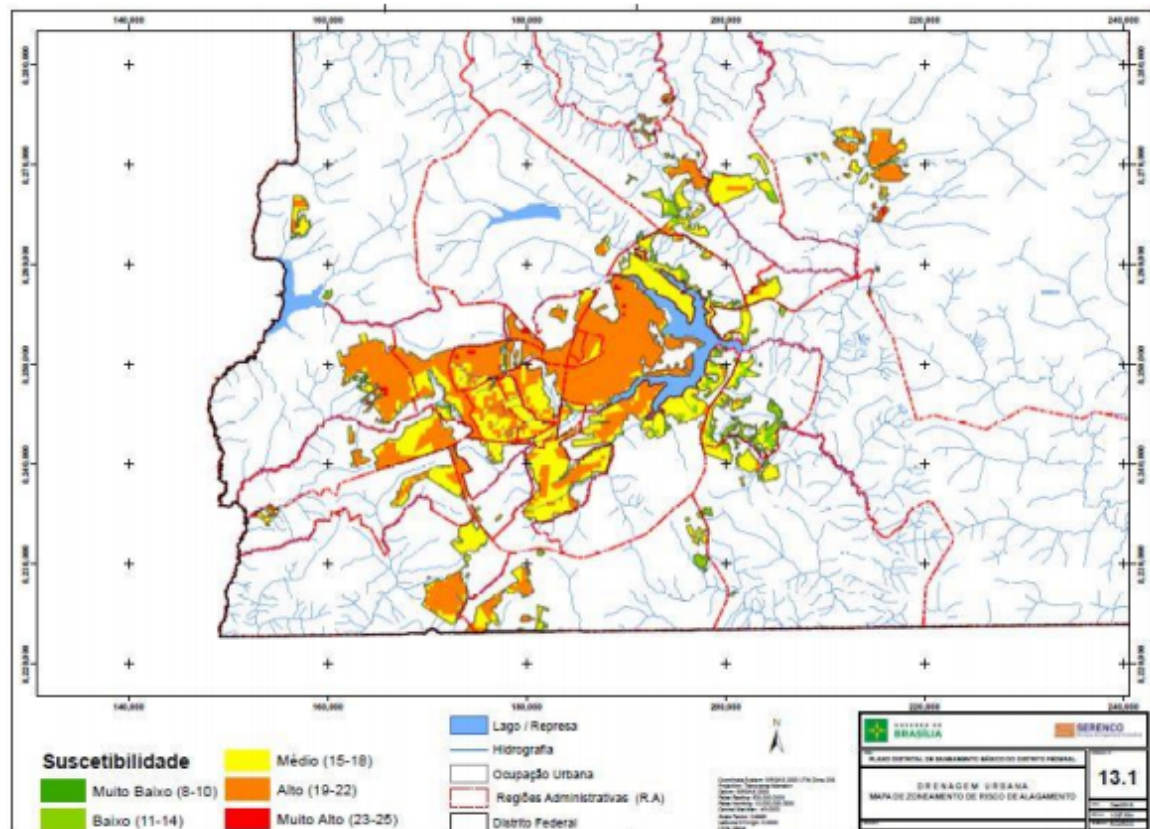


Figura 4.3 Mapa de Zoneamento de Risco de Alagamento no Distrito Federal (Serenco, 2017) .

Em meados de 2010, ano o qual o Brasil deu início aos preparativos para sediar o maior evento futebolístico do planeta - a Copa do Mundo de 2014 - começaram as obras para reforma do Estádio Nacional Mané Garrincha. O estádio de Brasília foi projetado para ser o segundo maior do país, aumentando sua capacidade que antes era de 45 mil pessoas, para outra de aproximadamente 72 mil lugares, ficando atrás apenas do Maracanã, apesar da arena carioca ter uma área construída inferior à área do Mané Garrincha. Ao todo, são aproximadamente 218 mil m² de área construída, considerando o estacionamento esse

número é ainda maior, atingindo cerca de 716 mil m² de área ocupada. As Figuras 4.4 e 4.5 mostram respectivamente, como o estádio foi projetado e como ele se encontra atualmente.



Figura 4.4 Projeto original do entorno do Estádio Nacional de Brasília (G1, 2016).

A partir da Figura 4.4 é possível perceber que, além da grandiosidade a qual a arena foi projetada, o projeto apresentado também incluía obras relacionadas à drenagem urbana. Era prevista a criação de um complexo sistema de drenagem, onde havia um jardim com plantas nativas do cerrado e lagoas artificiais.



Figura 4.5 Estádio Nacional de Brasília atualmente.

Pois bem, o que foi idealizado inicialmente no projeto não foi executado e o cenário encontrado atualmente é de um espaço extremamente pavimentado, que acaba servindo como estacionamento de ônibus ou para realizações de eventos e shows musicais.

A diferença entre o que foi idealizado em relação ao construído supera as óticas estética e paisagista. As ausências do jardim e lagoas em torno da arena geram impacto direto sob a infraestrutura da cidade, visto que sem eles, a infiltração da água no solo sofre forte redução, acarretando em um maior volume sendo escoado para as demais áreas da sub-bacia, o que contribui para geração de focos de inundações e alagamentos pela cidade.

4.1.2. Tipo de Solo

A partir do levantamento realizado pela EMBRAPA – Figura 4.6, nota-se a presença de três principais classes de solo no Distrito Federal, conforme mostrado na Figura 4.5, são eles: Latossolo Vermelho-Escuro (38,92%); Cambissolo (30,98%); e Latossolo Vermelho-Amarelo (15,58%). Na sub-bacia de estudo, o tipo de solo Latossolo Vermelho-Escuro é o que predomina.

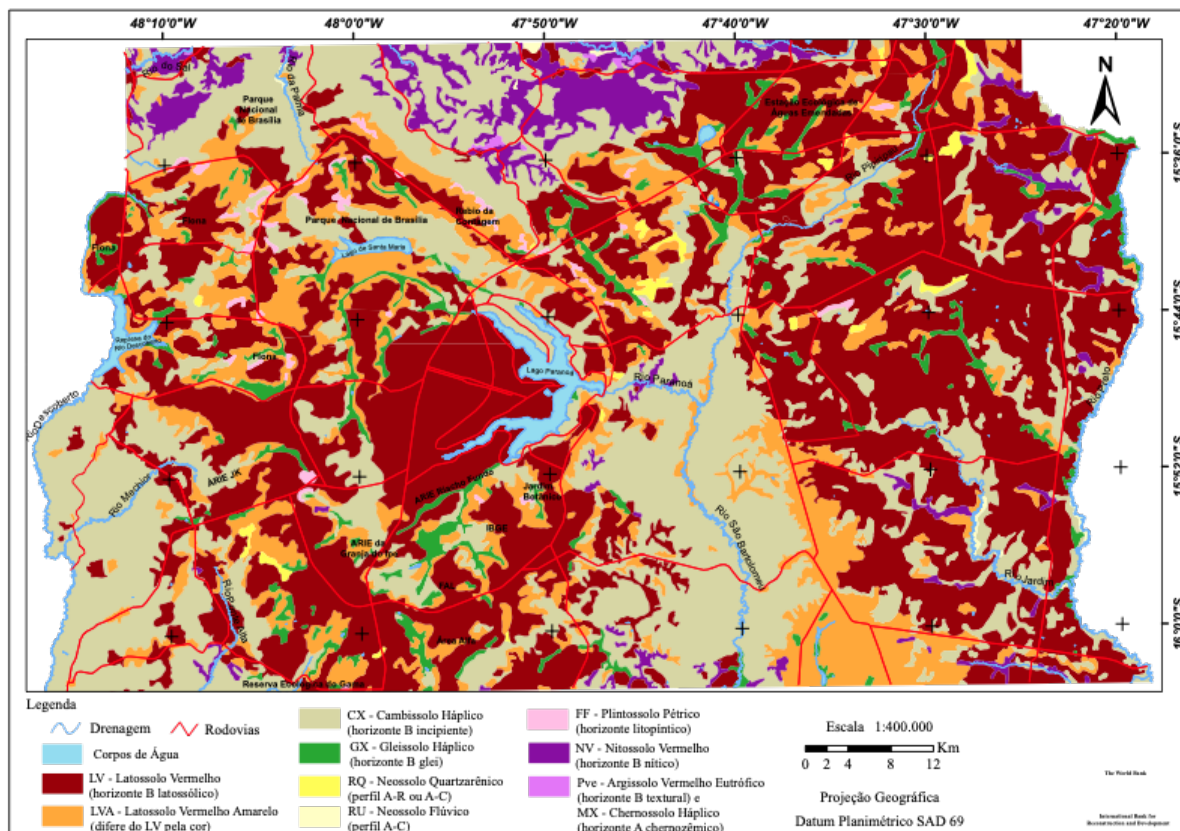


Figura 4.6 Mapa de solos do DF, com indicação de classes.

A classe do tipo de solo Latossolo apresentam alta porosidade e permeabilidade, de modo a favorecer a recarga dos aquíferos. A declividade plana e suave-ondulada, geralmente são características dos Latossolos, enquanto que os Cambissolos apresentam um relevo do tipo ondulados ou forte-ondulados (EMBRAPA, 2004). Esse estudo é necessário para auxiliar na definição de um valor adequado para o CN.

4.1.3. Uso e Ocupação do Solo

A Tabela 3.6 expressa diferentes valores de CN de acordo com as características de uso do solo. Dessa forma, é importante fazer uma análise quantitativa e qualitativa em relação ao uso do solo para possibilitar o cálculo do escoamento superficial. Para o desenvolvimento desta análise foi necessário a utilização de uma imagem de satélite e programa de geoprocessamento.

Através do site Earth Explorer, foi possível fazer o download de uma imagem de satélite atual, com quase nenhuma influência de nuvens e resolução de 30 m – gerada pelo Satélite Landsat.

As diferentes bandas que compõe as imagens de satélite nos possibilita “treinar” e “ensinar” o programa o que cada assinatura espectral do pixel representa em termos de tipo de solo. A partir do que é definido inicialmente, o programa processa as informações e preenche a parcela da imagem que contém a assinatura conforme definido para cada uso. Este procedimento é chamado de classificação supervisionada e para isso, foi utilizado o software QGis 3.4 com o plugin Dzetska.

Primeiramente, tentou-se realizar a classificação da imagem definindo 5 ou 4 classes de solo, entretanto, os resultados obtidos não foram satisfatórios. Portanto, visando simplificar e diminuir os erros gerados, a área foi dividida em 3 tipos – vegetação, solo exposto e área urbana.

4.1.4. Altimetria Local

O conhecimento dessa característica possibilita ter uma ideia relativa de como ocorrerá o deslocamento de massa d’água, onde de maneira geral, é influenciado pela força gravitacional. Em vista disso, para identificação de possíveis áreas de contribuição, foi realizado um estudo de altitude e declividade local.

Para obtenção de informações e desenvolvimento dos mapas, foram utilizados dados de curva de nível referente ao ano de 2016, disponibilizados pela Terracap e com precisão de 1m; e o programa de geoprocessamento ArcGis 10.7.

No ArcGis, utilizou-se a ferramenta “*Create TIN*” do *3C analyst*. Esta ferramenta extrai as informações presente nas curvas de nível para criação de um Modelo Digital de Elevação (MDE), que representa o mapa hipsométrico, e a partir do MDE gera-se o mapa de declividade.

4.1.5. Clima Local

Para caracterização do clima local, utilizaram-se os dados de precipitação mensal e temperatura, disponibilizados pelo INMET, relativos ao ano de 2018. Considera-se uma série histórica, de 1961 a 1990, para o cálculo das temperaturas e precipitações médias, como meio de comparação. Fato importante, pois evita que a caracterização do clima seja definida por um ano de comportamento atípico.

O clima tropical do Distrito Federal é marcado por dois períodos opostos, conforme ilustrado pela Figura 4.7. Um deles apresenta o tempo seco e temperaturas mais baixas, já o outro período é bastante chuvoso e possui temperaturas mais elevadas.

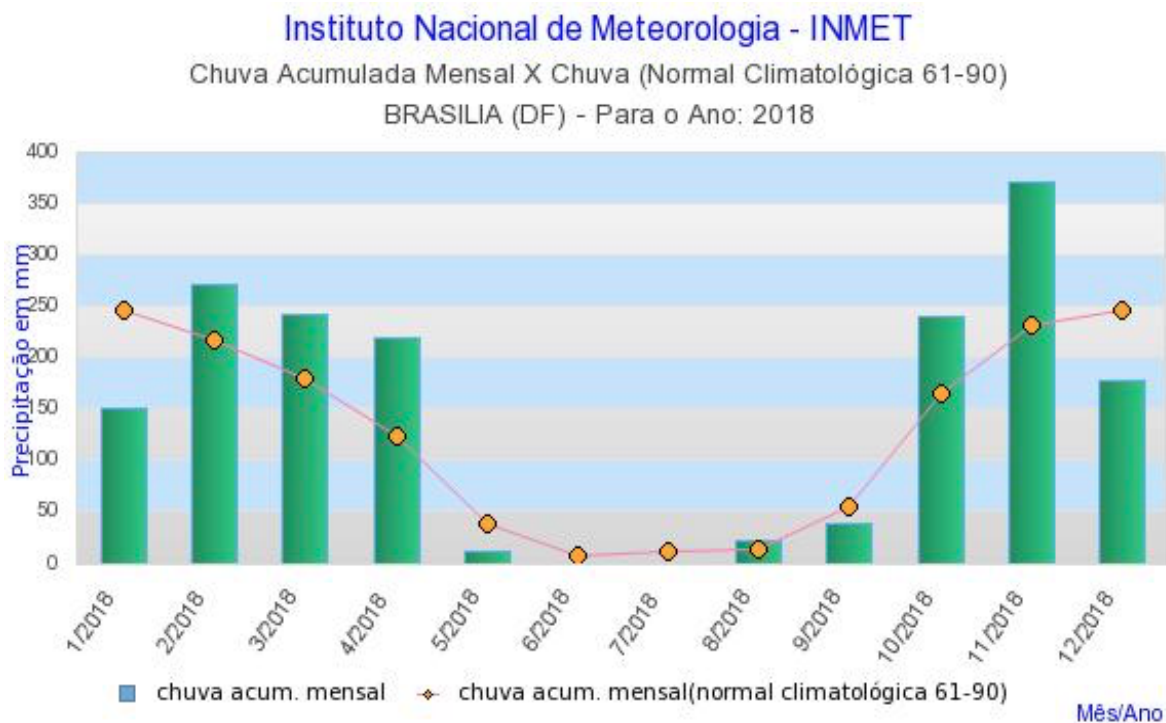


Figura 4.7 Clima de Brasília-DF ao longo de 2018 e sua série histórica (INMET).

A precipitação média anual é de aproximadamente 1.500 mm/ano, distribuída de maneira distinta ao longo do ano. O período relativo aos meses entre maio e setembro é marcado por apresentar baixa precipitação e umidade relativa do ar, além de uma alta taxa de evaporação. O período chuvoso ocorre nos demais meses, de outubro a abril, sendo os meses que costumemente apresentam maiores índices pluviométricos, segundo a média histórica, são novembro, dezembro e janeiro. Em relação à temperatura média local, a variação ocorre entre 18°C e 22°C.

4.2. MODELAGEM - PCSWMM

Para efetuar a modelagem no PCSWMM, além dos dados listados anteriormente, no item 4.1, foi necessário a importação completa e atualizada da rede de drenagem em operação na área de estudo. Após a obtenção de todas as informações necessárias, houve a possibilidade de criação de diferentes cenários para avaliar o funcionamento do sistema de drenagem urbana.

Como a área de estudo apresenta uma área bastante ampla, escolheu-se o método SCS para o módulo hidrológico no PCSWMM.

4.2.1. Precipitação

A chuva de projeto foi definida por meio da curva Intensidade - Duração - Frequência (curva IDF). A curva consiste em equações definidas para estimar a intensidade da precipitação para diferentes Tempos de Retorno e duração da chuva. O problema relacionado a estas curvas é que, de certa forma, são genéricas.

Segundo as recomendações de projeto do Manual de Drenagem da ADASA, deve-se utilizar a curva IDF do Distrito Federal (2009), representada pela Equação 4.1.

Neste projeto foram simulados modelos com Tempo de Retorno de 2 e 10 anos.

$$i = \frac{1574,7 * Tr^{0,207}}{(t + 11)^{0,884}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

i = Intensidade da chuva [mm/h]

T_R = Tempo de retorno [ano]

$t =$ Tempo de duração da chuva [minutos]

4.2.2. Rede de Drenagem

A ADASA está realizando, juntamente com o departamento de Geografia da UnB, um trabalho de verificação em campo das redes de drenagem do Distrito Federal. Desse modo, foi possível ter acesso ao banco de dados de águas pluviais da ADASA e realizar a importação dos dados da rede de drenagem atual no DF, e selecionar a parcela referente à área de estudo. A Figura 4.8 representa a rede de drenagem da área de estudo.

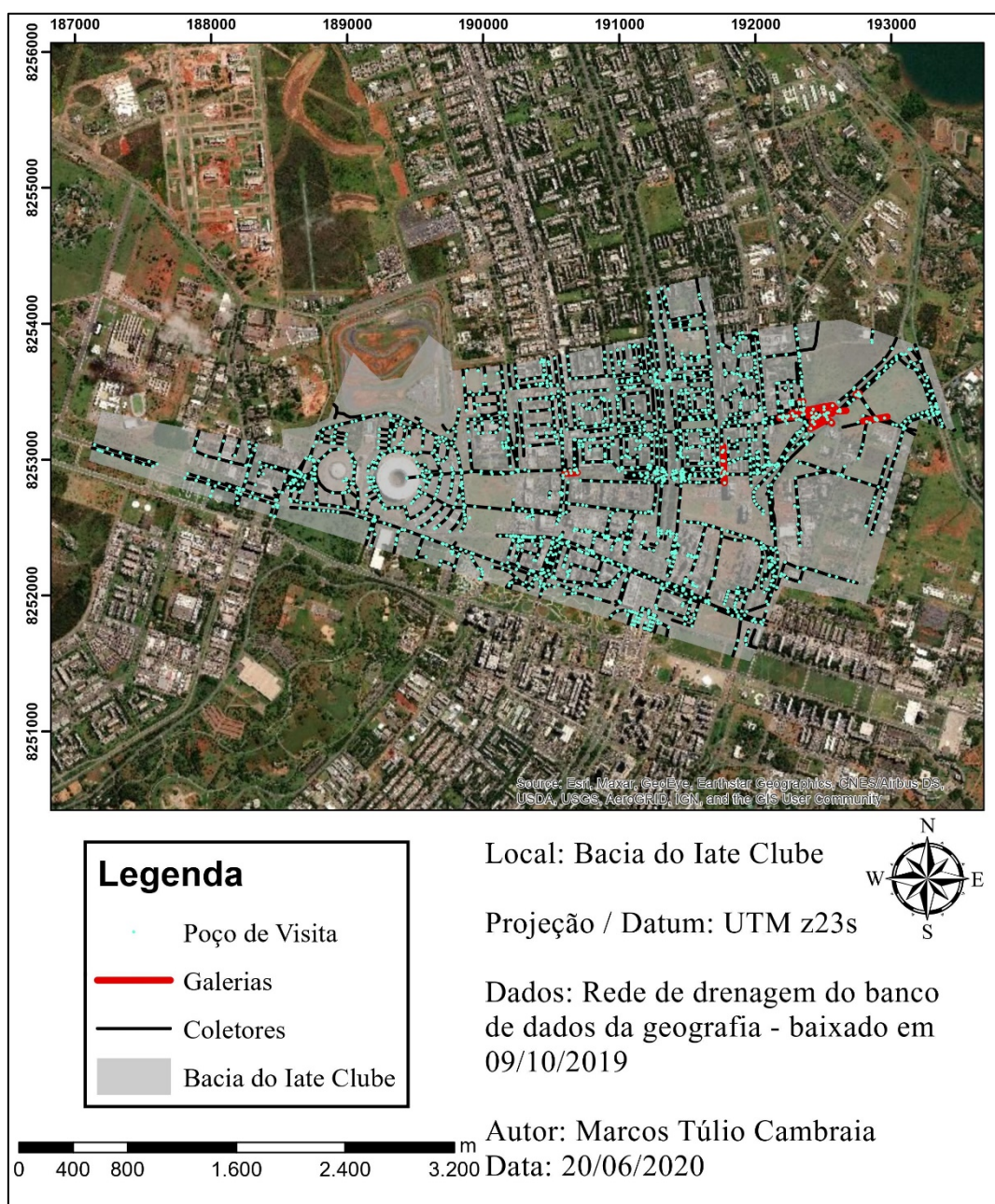


Figura 4.8 Rede de drenagem da bacia do Iate Clube.

4.2.3. Definição dos Cenários

Para fins comparativos, identificação de áreas críticas e avaliações dos impactos ocasionados pela aplicação de medidas compensatórias foram simulados cenários com características distintas.

O primeiro deles, o **cenário base**, é aquele onde foi considerado a rede de drenagem como se encontra atualmente, sem que fosse feita nenhuma alteração na área de contribuição ou inclusão de técnicas compensatórias.

O **cenário 1** também, não contou com a inclusão de medidas compensatórias. A alteração proposta neste cenário foi retirar a parcela de escoamento gerada pelos lotes que abrigam o Estádio Nacional de Brasília e seu estacionamento. Para isso, estes lotes foram removidos e não fizeram mais parte da área de contribuição.

O **cenário 2** contou com a inclusão de duas bacias de retenção localizadas próximas ao Estádio Nacional de Brasília. Para utilização de dados mais próximos aos reais, houve visita ao local para se estimar um valor adequado das dimensões. Estimou-se que cada bacia teria 8 mil m³ de volume. Ambas possuiriam saída por orifício (considerou-se 30cm de diâmetro e altura de 0m), mas apenas uma delas contando com saída por vertedor (definiu-se um bordo livre de 10cm e a largura do vertedor como 20m)

O **cenário 3** consistiu na avaliação da resposta do sistema de drenagem após a implantação de técnicas compensatórias propostas pelo grupo da professora Liza, da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da UnB (FAU). As mudanças foram feitas em torno do Estádio e estão representadas pela Figura 4.9.

O último deles, contou com a junção das alterações propostas nos cenários 2 e 3 em um único – o **cenário 4**. Além disso, neste cenário, ainda houve a inclusão de uma terceira bacia de retenção (volume útil de 15 mil m³, orifício e vertedor com características iguais do cenário 2), o local e motivo serão mostrados e explicados no próximo capítulo.



Figura 4.9 Projeto produzido pelo grupo da professora Liza - referente ao cenário 3.

Utilizou-se, no PCSWMM, trincheiras e valas para representar as alterações propostas pela FAU-UnB. As estruturas na cor verde da figura anterior foram definidas como trincheiras de infiltração e as demais estruturas foram definidas como sendo valas de infiltração.

Não foram utilizados drenos nas trincheiras e considerou-se a rugosidade de Manning como 0,41; 1m de altura; 0,45 para volume de vazios; e a taxa de infiltração de 461,07 mm/h. Para as valas, definiram-se uma rugosidade de Manning de 0,15 e uma altura de 1m. Além disso, utilizou-se a régua do ArcGis para definir a largura de cada uma das LIDs definidas, portanto, elas tiveram larguras variáveis.

A separação entre os diferentes cenários é interessante, pois o cenário base permite avaliar o funcionamento da rede de drenagem atual e identificar possíveis regiões críticas; no cenário 1 será permitido avaliar se os problemas de sobrecarga na rede seriam solucionados caso a área de contribuição do Estádio fosse desconectada da rede de drenagem; o cenário 2 avalia as alterações feitas pela Secretaria de Obras na região estudada; com o desenvolvimento do cenário 3 foi possível avaliar se as técnicas compensatórias propostas em projeto serão suficientes para mitigar os problemas de alagamentos na área de estudo; e por último, no cenário 4 foi feito um estudo para descobrir como seria a resposta do sistema com a implantação do conjunto de LIDs utilizadas nos cenários anteriores, e dependendo da necessidade, com a presença de mais modificações.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados dos dados obtidos conforme a metodologia. Ele está dividido em três tópicos: o primeiro (5.1), aborda as características da área de estudo e expõe alguns dados de entrada utilizados no PCSWMM para o desenvolvimento do modelo, no 5.2 foram mostrados os resultados de cada cenário, com as considerações e comparações necessárias, e por fim (5.3) houve uma comparação geral entre os cenários propostos, apontando dados de vazão de saída e de inundação.

5.1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E CRIAÇÃO DO MODELO

5.1.1. Mapa Hipsométrico

A Figura 5.1 apresenta o mapa hipsométrico. A partir de sua análise, nota-se uma diferença considerável entre as cotas de altitude das áreas mais altas (1.175 metros) em relação as mais baixas (1.008 metros) da bacia – totalizando 167 metros. Esta diferença pode ser explicada, pois além de possuir uma área com grande dimensão (900 hectares), o ponto mais baixo da área de estudo está localizado na borda do Lago Paranoá.

No estudo realizado por Carvalho (2017), onde se analisou a região do Taquari, no trecho 2 – que também possui a região mais baixa da bacia na beira do Lago – se registrou uma diferença entre as cotas de 132,4 metros, para uma região de 259 ha. Já na região do Guara e SOF sul, onde o ponto mais baixo não se localiza próximo ao Lago, para uma região de 864 ha, o estudo feito por Gomes (2019), registrou uma diferença entre cotas de 120 metros. Fato que comprova uma maior declividade para áreas próximas à corpos hídricos, mesmo com dimensões de áreas inferiores.

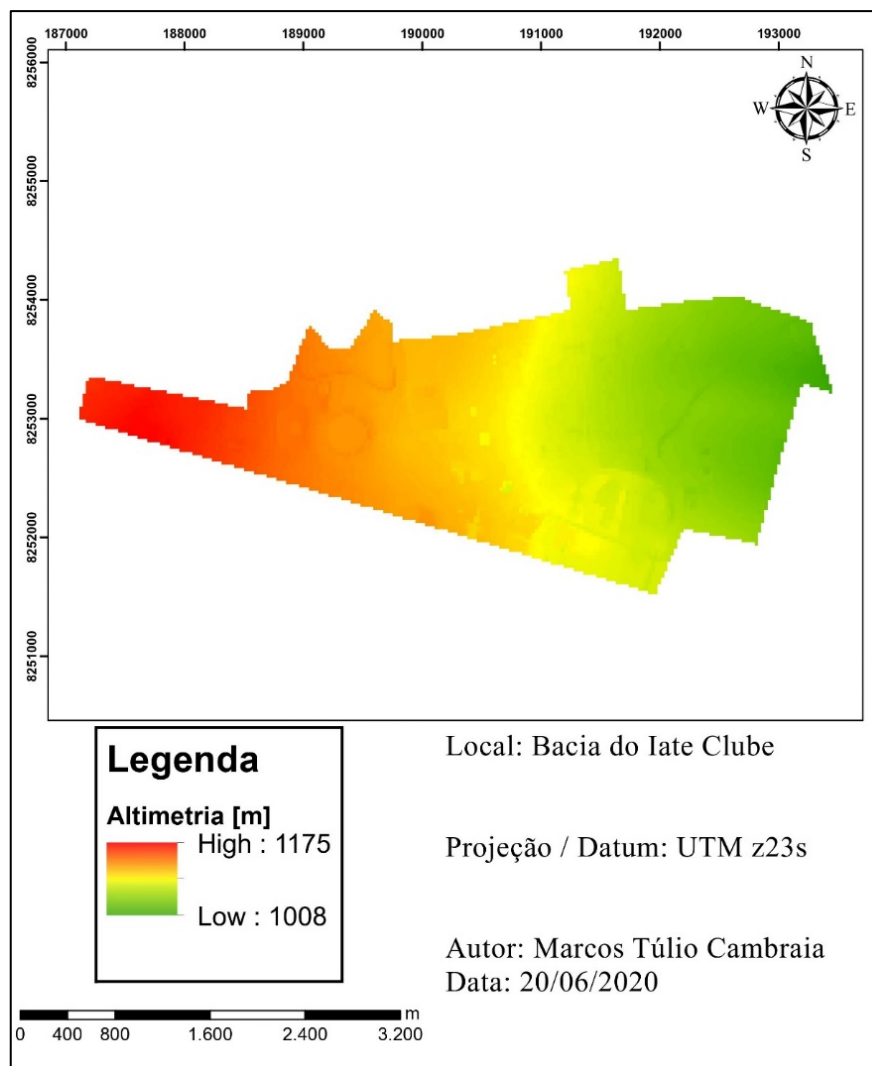


Figura 5.1 Mapa Hipsométrico da Bacia do Iate Clube.

5.1.2. Mapa de Declividade

A Figura 5.2 está representando o mapa de declividade, o qual faz uma classificação da área de estudo em 4 diferentes classes – suave, fraca, moderada e forte. É possível notar que a presença de declividade é mais acentuada na parte sudeste da bacia hidrográfica e próxima ao Lago Paranoá. O resultado obtido se assemelha ao encontrado no estudo realizado por Souza (2014). Em seguida, foi apresentada uma observação relacionada à uma área específica – onde foi detectada declividade forte. Esta observação está exemplificada pelas Figuras 5.3 e 5.4.

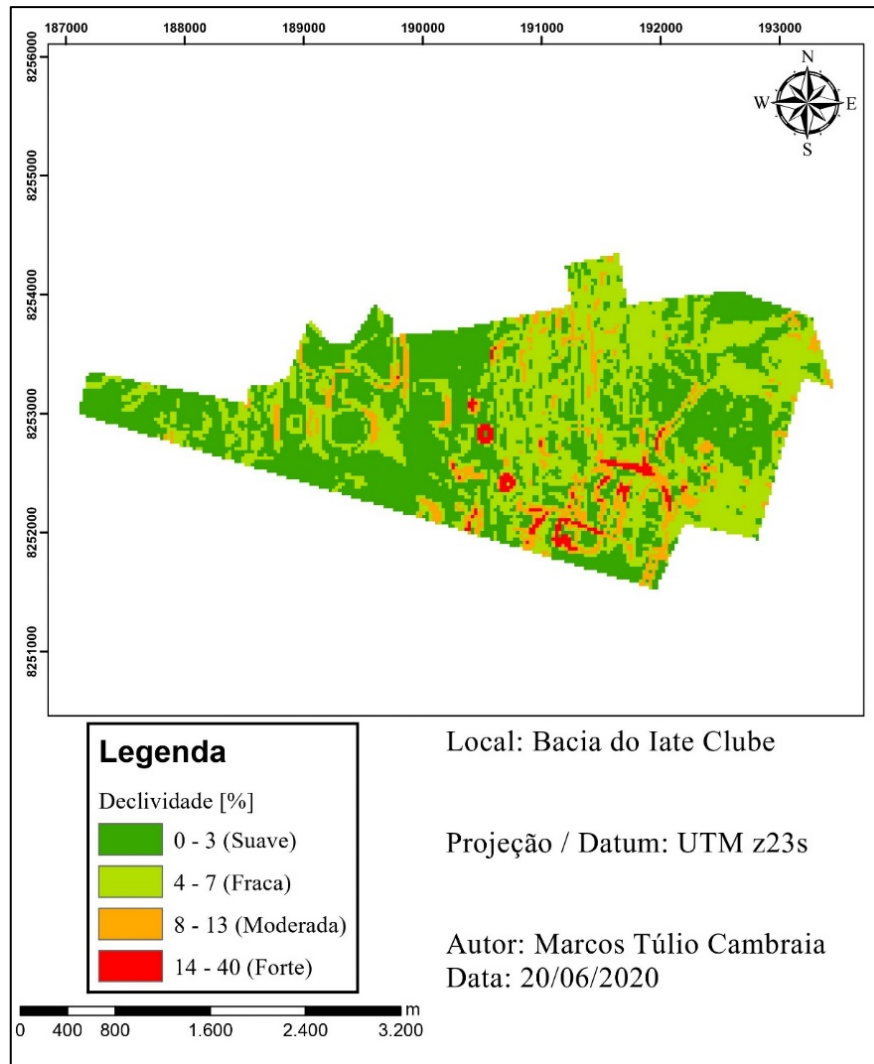


Figura 5.2 Mapa de Declividade da Bacia do Iate Clube.

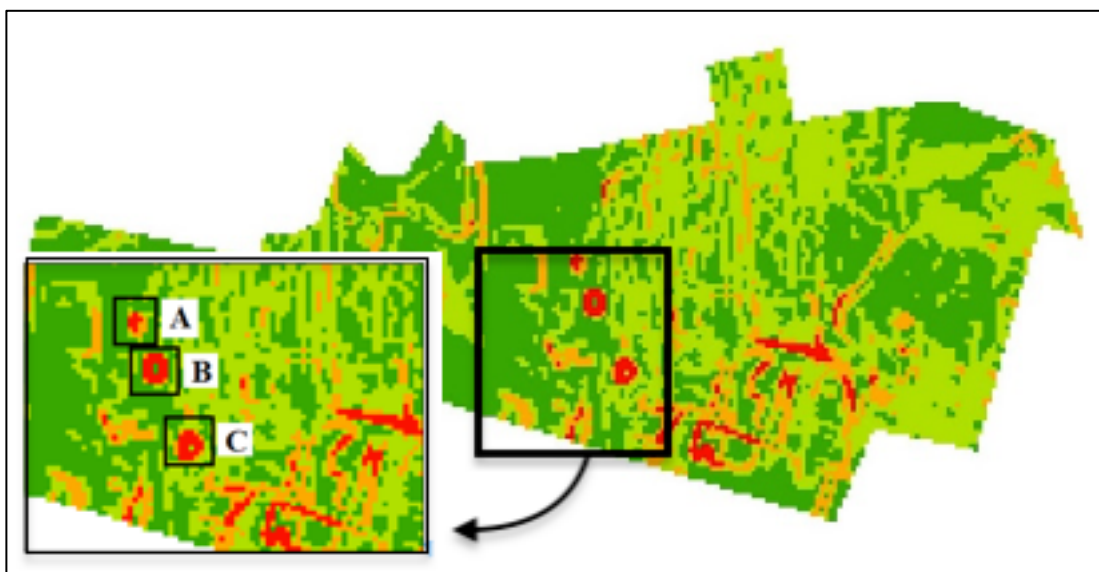


Figura 5.3 Observação referente às áreas de declividade forte.

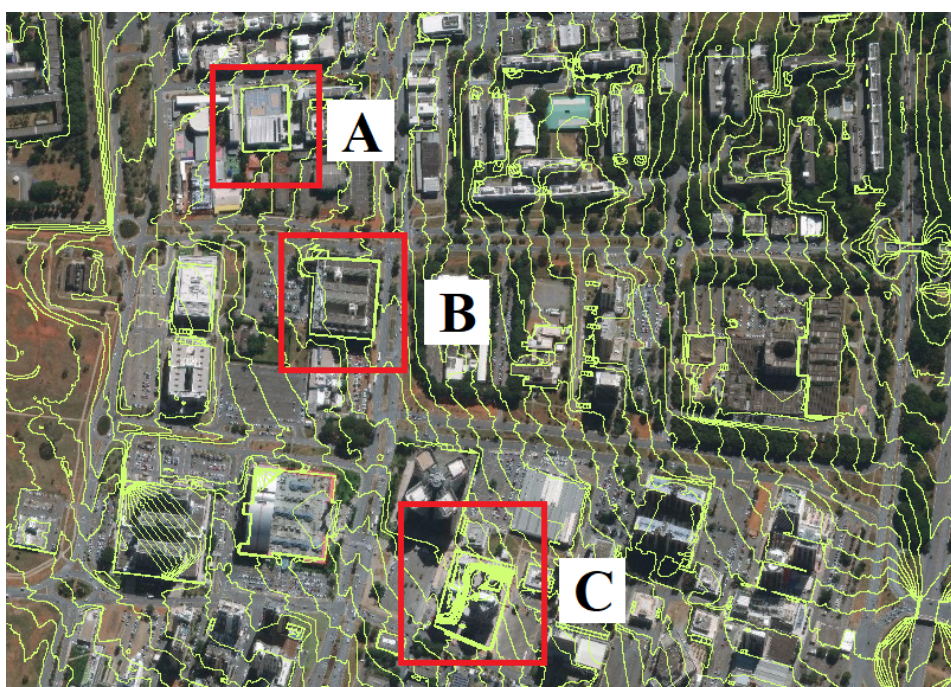


Figura 5.4 Comportamento das curvas de nível nas proximidades de construções.

Comparando as duas figuras apresentadas, pode-se perceber a existência de erro na classificação de algumas regiões com declividade forte. Existe sim a alteração brusca de altitude, entretanto, ela não é causada devido ao comportamento do solo, mas pela presença de prédios. Dessa forma, utilizou-se a ferramenta “*raster calculations*” do programa QGis para correção desses três pontos identificados na Figura 5.4. Portanto, de certo modo, a área de estudo pode ser considerada como uma área que possui declividade fraca.

5.1.3. Mapa de Uso e Ocupação

Segundo os dados obtidos nesta etapa, a área de estudo é composta predominantemente por área urbana – ocupando mais da metade de toda a bacia. Ao todo, são 52,8% de área urbana, 24,8% de solo exposto e 22,4% de vegetação – a Figura 5.5 nos mostra o mapa de uso e ocupação do solo. A Tabela 5.1 indica o CN adotado para cada tipo de solo.

Comparando os resultados encontrados com outros estudos, nota-se a alta taxa de área urbana, em alguns casos. Fileni (2017), registrou 70,7% de área urbana para a região de Ceilândia; Gomes (2019) 62% de área urbana no Guará e SOF Sul; já Pinto (2017) e Marques (2019) registraram maiores taxas de vegetação, 63% na região da Asa Norte (nas quadras 907 a 213, mais precisamente) e 65% na Candangolândia, respectivamente.

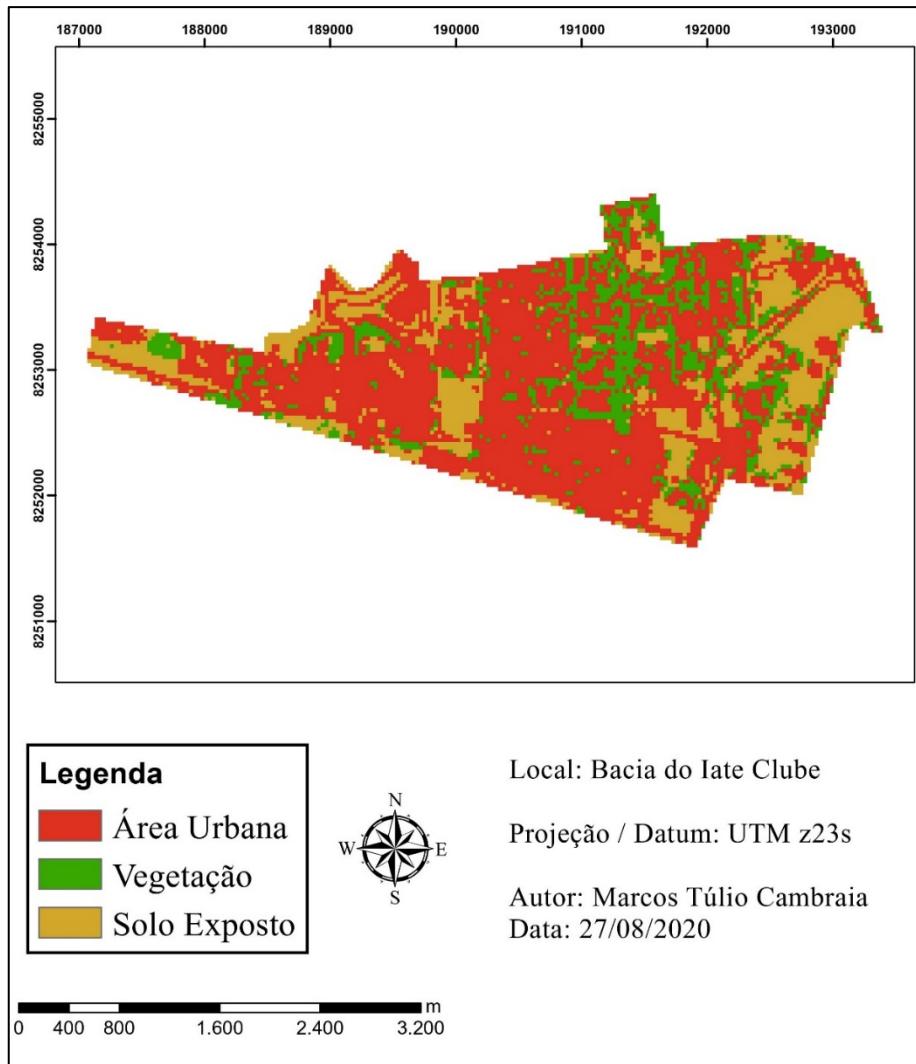


Figura 5.5 Mapa de Uso e Ocupação da Bacia do Iate Clube.

Tabela 5.1. Valores de CN considerados para cada tipo de solo.

Tipo de solo	Curva Número
Vegetação	39
Solo exposto	72
Área urbana	89
Via/Estacionamento*	98*

A fim de representar melhor a realidade e se obter melhores resultados, foi necessário a divisão da bacia analisada em 88 lotes, conforme é mostrado pela Figura 5.6. Essa divisão é interessante pois possibilita uma maior variedade nos valores de CN em cada lote, o que

permite a identificação de pontos críticos e também promove a entrada fracionada das águas pluviais no sistema de drenagem.

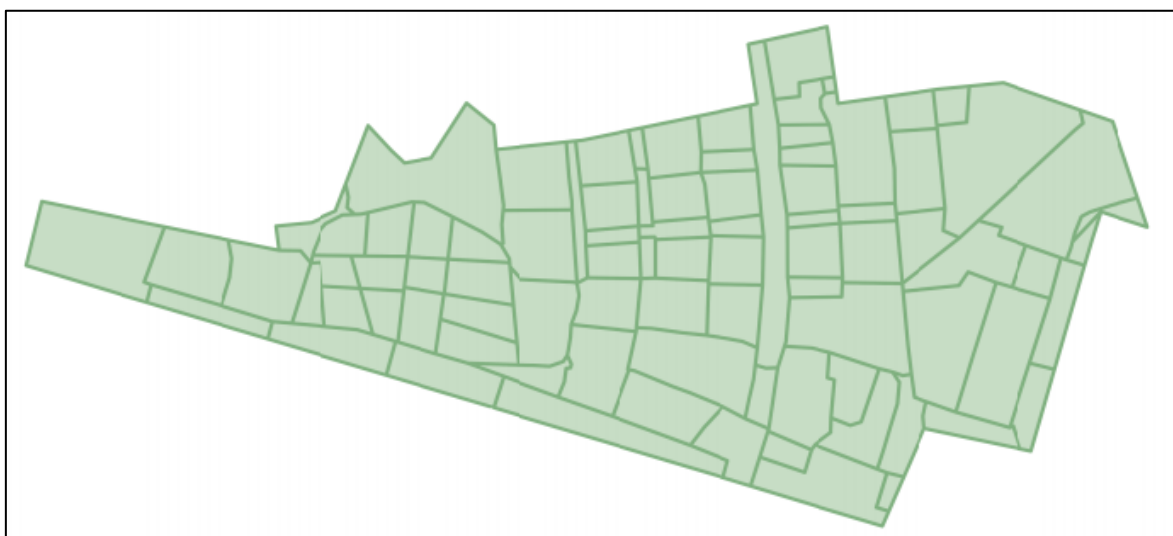


Figura 5.6 Divisão da área de estudos em diversos lotes.

Após a separação da área, utilizou-se a ferramenta *Spatial Weighting*, no PCSWMM, para realizar a importação dos dados obtidos no mapa de uso e ocupação para o programa. Isto permitiu, após o processamento das informações, a ponderação e definição de um CN específico para cada lote delimitado pela Figura 5.7. Os resultados obtidos nesta etapa estão apresentados pela Tabela 5.2.

Tabela 5.2 CN dos lotes, separados por intervalos.

Intervalo [CN]	Quantidade de lotes	Proporção [%]
< 50	3	3,4 %
50 – 60	24	27,3 %
60 – 70	28	31,8 %
70 – 80	21	23,9 %
80 – 90	6	6,8 %
> 90	6	6,8 %

Conforme as informações presentes na Tabela 5.2, existem 6 lotes onde o CN está acima de 90, sendo que todos eles estão localizados no Estádio ou próximos a ele (estacionamento). Após visita em campo, constatou-se que estes lotes são compostos, basicamente, por asfalto

ou pavimentos impermeáveis. Portanto, estes lotes foram definidos com CN de 98, como mostrado pela Tabela 5.1.

5.1.4. Definição da chuva de projeto

Utilizou-se o método dos Blocos Alternados para realizar uma estimativa dos hietogramas gerados a partir da Equação 4.1, as chuvas possuem 24 horas de duração e foram discretizadas em intervalos de 5 minutos. As Figuras 5.7 e 5.8 apresentam graficamente estes hietogramas, para o Tempo de Retorno de 2 e 10 anos, respectivamente.

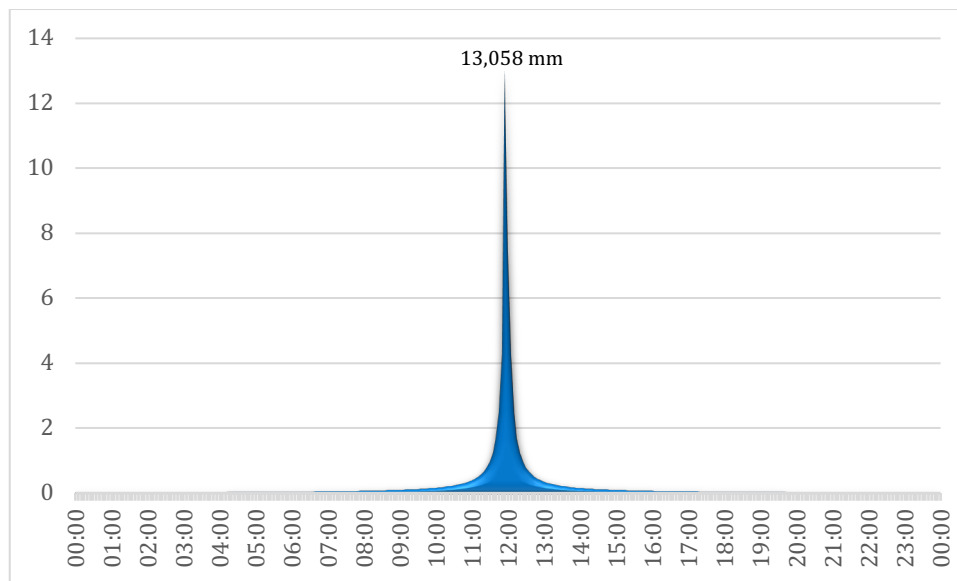


Figura 5.7 Hietograma para o Tr de 2 anos – sendo o eixo X em horas e o eixo Y em mm.

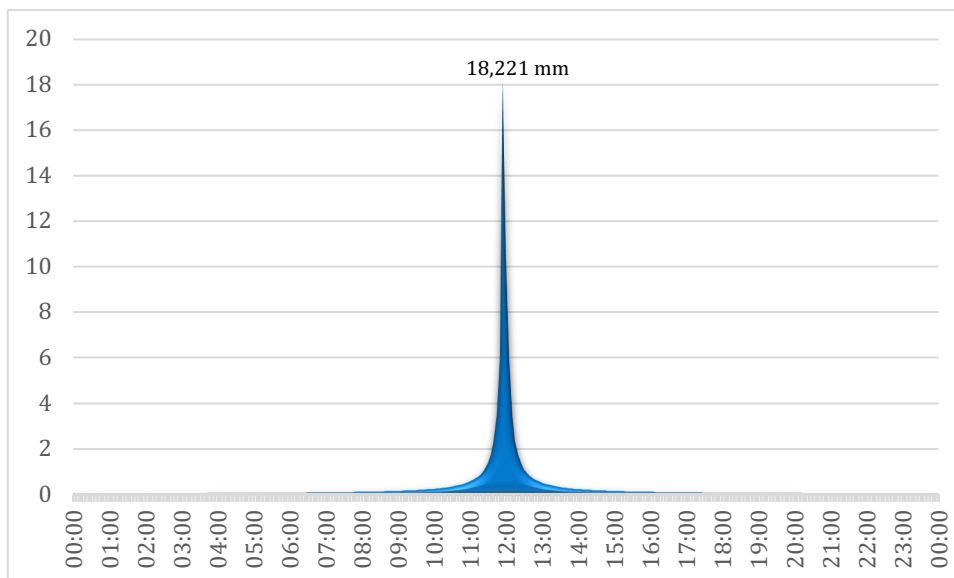


Figura 5.8 Hietograma para o Tr de 10 anos – sendo o eixo X em horas e o eixo Y em mm.

5.1.5. Rede de Drenagem

A rede de drenagem elaborada e utilizada para simulação do Cenário Base está representada pela Figura 5.9. Nota-se, nesta Figura, a divisão em dois blocos – separados por duas cores. O motivo disso se deu, visto que na parte alaranjada, utilizaram-se dados já existentes para a rede, referente ao estudo realizado por Souza (2014).

Já na outra metade da Figura, foi necessário realizar um rearranjo para definição do restante da rede. Para isto, projetou-se as informações que constam no Mapa da Rede de Drenagem atual – Figura 4.8 – no PCSWMM, e foram adicionados os poços de visita nos locais onde estavam marcados no mapa. Buscou-se preservar todas as características, entretanto, devido à elevada quantidade de dispositivos existentes, foi necessário a simplificação na rede de drenagem. Nos pontos onde não haviam cotas definidas ou inconsistências na rede, utilizou-se o MDE gerado para auxiliar durante esta etapa.



Figura 5.9 Rede de drenagem base utilizada para modelagem.

Ao todo, são 22,55 Km de rede e foram necessários: 271 poços de visitas, com profundidades variando entre 1 metro até 7 metros; 270 condutos com rugosidade de 0,015, a maioria no formato circular (variando de 0,4 metros até 1,5 metros de diâmetro) e alguns na forma retangular (variando de 1,6 x 1,6 metros até 2,5 x 3 metros).

5.2. SIMULAÇÕES DOS CENÁRIOS

5.2.1. Cenário Base

A importância deste cenário se justifica, uma vez que permite a realização de um diagnóstico em relação à situação atual, possibilitando avaliar a resposta do sistema de drenagem sob o ponto de vista de um evento de chuva mais ameno (Tr de 2 anos) e outro mais forte (Tr de 10 anos).

Para início deste diagnóstico, primeiramente, buscou-se determinar a vazão de saída do sistema de drenagem para fins comparativos com os demais cenários, e em relação ao Tempo de Retorno de 10 anos, para avaliar se o mesmo, atende as recomendações da Resolução 9 de 2011 da Adasa. A Figura 5.10 traz o hidrograma de saída do sistema de drenagem para uma chuva com Tempo de Retorno de 10 anos e a Tabela 5.3 informa os resultados obtidos, para os dois tempos de retornos, em termos de volume e vazão de saída.

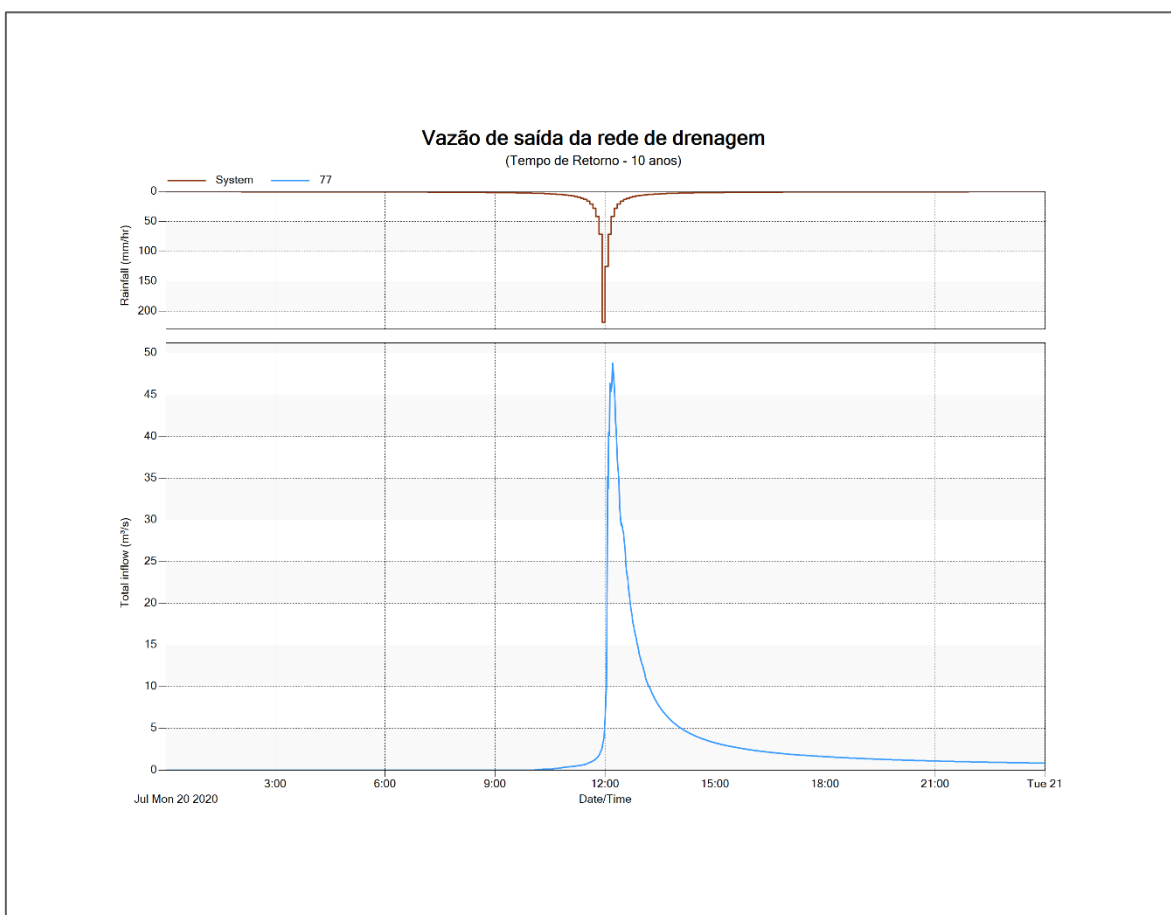


Figura 5.10 Vazão de saída da rede drenagem para o Tempo de Retorno de 10 anos.

Tabela 5.3 Vazão de saída e volume na saída da rede drenagem para as duas chuvas analisadas

	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
Vazão de saída [m³/s]	24,16	48,80
Volume [m³]	91 080	194 100

A Resolução 9, informa em seu primeiro artigo, que “tem o objetivo de estabelecer as diretrizes e critérios gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos superficiais do Distrito Federal”. Nesta Resolução, é determinada uma vazão máxima com o limite de 24,4 L/(s.ha), desde que o Tempo de Retorno seja de 10 anos.

Dessa forma, como a área de estudo possui em torno de 900 ha, para que fosse atendido o parâmetro estabelecido pela Resolução, a vazão deveria ser igual ou menor a 21,96 m³/s. Entretanto, segundo os resultados obtidos pela simulação, isto não é observado. O valor encontrado supera, e muito, o limite máximo definido pela Adasa, permanecendo superior ao valor estabelecido durante um período de 34 minutos.

Vale lembrar que esta situação não é exclusiva para a Bacia do Iate Clube. Simulações computadorizadas de cenário base (sem que fossem realizadas alterações ou propostas de melhorias) realizadas por Fileni (2016), Pinto (2017), Borges (2018) e Marques (2019) também encontraram resultados semelhantes – mostrando que as redes de drenagem analisadas eram incapazes de atender tais parâmetros de limite de escoamento. Os trabalhos citados foram realizados Ceilândia, Asa Norte, Guará e Candangolândia, respectivamente.

A presença de focos de alagamento e sobrecarga no sistema, também são informações importantes de se analisar, pois assim são definidos os pontos críticos do sistema, e posteriormente, as alterações necessárias para mitigar os problemas ocasionados em torno destes pontos. A Figura 5.11 representa o perfil de um trecho do sistema onde há a presença de poços de visita inundados e com extravasamento.

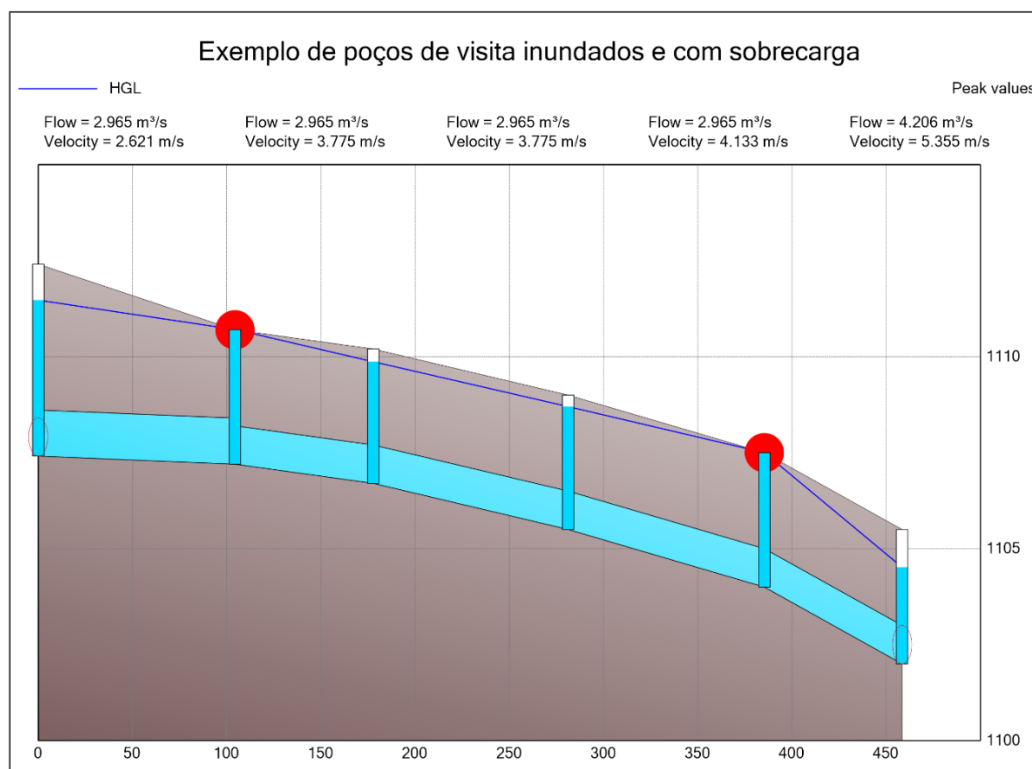


Figura 5.11 Exemplo de poços de visita inundados e com extravasamento.

O perfil representado pela Figura 5.11 nos mostra os PVs sobrecarregados, sendo que dois deles estão com extravasamento. A seguir, na Tabela 5.4, é mostrada a quantidade de poços de visitas inundados e com sobrecarga para cada um dos Tempos de Retorno utilizados no modelo. Quando um poço de visita se encontra inundado, a recomendação da Adasa, de um tirante máximo igual a 0,82 vezes o diâmetro da tubulação, não é atendida e seu funcionamento está comprometido, visto que está operando como conduto forçado.

Tabela 5.4 Quantidade de poços de visita inundados e com sobrecarga.

	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
PVs inundados	56	102
Proporção de PVs inundados [%]	20,6 %	37,6 %
PVs com sobrecarga	69	131
Proporção de PVs com sobrecarga [%]	25,5 %	48,3 %

Percebe-se que há uma parcela considerável do sistema de drenagem que está com seu funcionamento comprometido. Dado que um PV se encontra inundado, para o Tempo de Retorno de 2 anos, ele permanece inundado, **em média**, por um período de 0,08 horas (aproximadamente 5 minutos); já para o Tempo de Retorno de 10 anos esse valor aumenta para 0,13 horas (7,5 minutos). Porém, uma característica relevante encontrada nas simulações em relação a este tempo de inundação, é que grande parte deles permanecem inundados por 0,01 horas – que corresponde a 36 segundos. Dos 56 PVs inundados, para o Tr de 2 anos, 32 apresentaram esta característica. Já em relação ao Tr de 10 anos, isto se repetiu em 53 dos 102 PVs registrados.

A fim de identificar os pontos críticos do sistema, fez-se uma classificação de acordo com o tempo pelo qual os poços de visita se encontram sobrecarregados e chegou-se ao seguinte resultado, mostrado pela Figura 5.12.

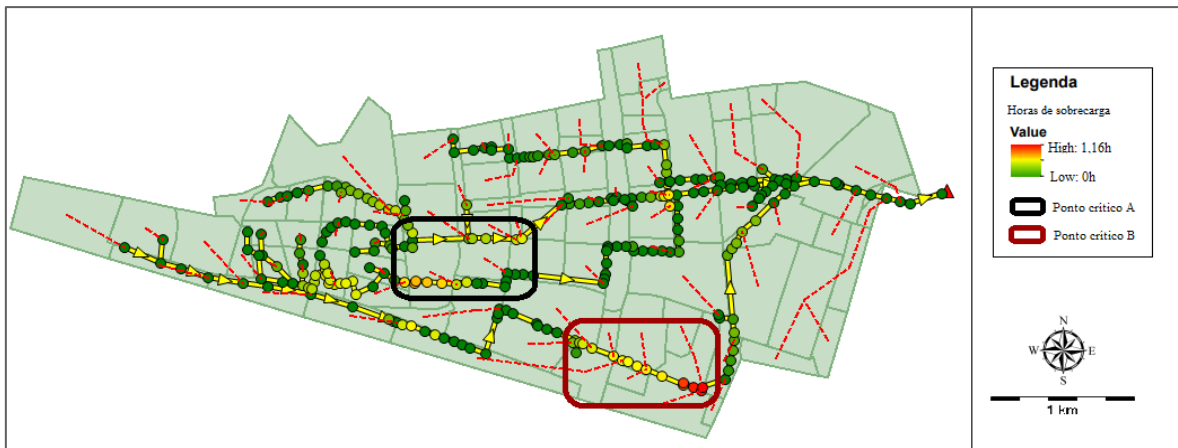


Figura 5.12 Período de sobrecarga nos poços de visita do Cenário Base.

De acordo com o que foi exposto na Figura 5.12, identificaram-se dois principais pontos críticos. O primeiro deles, chamado de Ponto Crítico A (PCA), está localizado logo abaixo do Estádio Mané Garrincha. O segundo, Ponto Crítico (PCB), se encontra localizado próximo à curva da Avenida L2 Norte. O estudo feito por Souza (2014), que realizou uma análise na mesma região, também registrou problemas de alagamento no PCB.

Visando mitigar os problemas de drenagem que costumam ocorrer nos pontos críticos, foram desenvolvidas alterações em relação ao cenário Base, as quais estão colocadas lado a lado para facilitar a comparação entre as mudanças propostas em cada cenário, bem como seus locais de implementação. Estas alterações estão representadas pelo círculo vermelho na Figura 5.13.

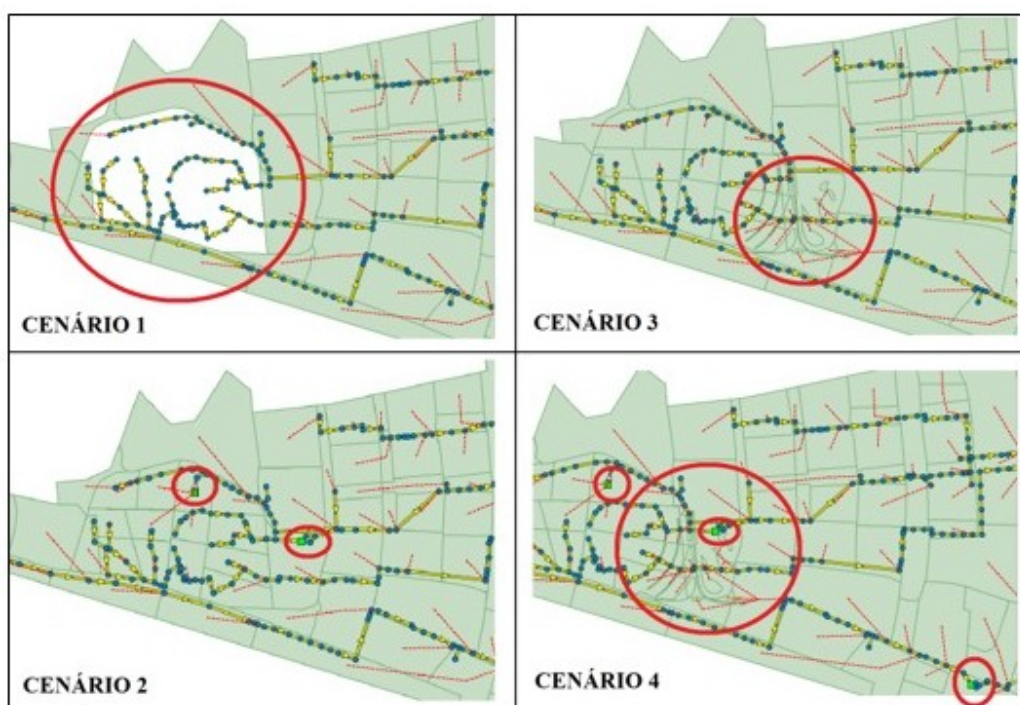


Figura 5.13 Comparação entre as alterações propostas em cada cenário.

5.2.2. Cenário 1

Conforme explicado durante a metodologia, neste cenário, não se contabilizou a contribuição do escoamento gerado a partir dos lotes que abrigam o Estádio e seu estacionamento. Obviamente, este é um cenário hipotético e que não existe a possibilidade de ser implementado. O motivo da elaboração dele se justifica devido fins comparativos, visto que dependendo dos resultados encontrados, será possível afirmar se a causa dos problemas de drenagem é ocasionada exclusivamente pela presença do Estádio. Além disto, houve uma avaliação para verificar se, com estas condições, a Resolução 9/2011 passaria a ser atendida.

A seguir são apresentadas algumas informações da simulação pelas Tabelas 5.5 e 5.6.

Tabela 5.5 Comparação de vazão e volume com o Cenário Base

	Cenário Base		Cenário 1	
	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
Vazão de saída [m³/s]	24,16	48,80	18,43	46,36
Redução vazão [%]	-	-	23,7 %	5 %
Volume [m³]	91 080	194 100	65 290	163 200
Redução Volume [%]	-	-	28,3 %	15,9 %

Tabela 5.6 Quantidade de poços de visita inundados e com sobre carga no Cenário 1.

	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
PVs inundados	14	56
Proporção de PVs inundados [%]	5,2 %	20,7 %
PVs com sobrecarga	28	77
Proporção de PVs com sobrecarga [%]	10,3 %	28,4 %

Devido à retirada dos lotes citados, não houve a entrada de escoamento no ramo da rede de drenagem que contribui para geração do PCA, portanto, a quantidade de PVs com sobrecarga reduzida está relacionada a este fato e por isso o ponto PCA deixou de ser considerado um ponto crítico. Em relação ao outro ponto crítico, esta condição não se aplica. A mudança proposta não surte efeito na origem do escoamento do PCB, fazendo com que a parcela de PVs sobrecarregados fique concentrada nessa região.

A redução de vazão e volume escoado é alta, entretanto, mesmo com a retirada completa do Estádio e seu entorno, a vazão de saída continua extrapolando o limite de 24,4 L/(s.ha), permanecendo superior durante 28 minutos – 6 minutos a menos em relação ao Cenário Base. Já relacionado a quantidade de PVs com sobrecarga, também é notória a redução, ainda mais quando lembra-se do fato de que mais da metade dos PVs simulados ficam sobrecarregados por um período de 0,01 horas.

5.2.3. Cenário 2

A alteração realizada neste cenário consiste na avaliação da resposta do sistema de drenagem após a adição, em dois pontos específicos da rede, com bacias de detenção. Pela Figura 5.13 são indicados os locais onde ambas foram implementadas. A Figura 5.14 consiste em fotos tiradas de uma das bacias, a partir de sua análise, pôde-se perceber a ausência de vertedor, portanto, para esta bacia foi considerado que o fluxo de saída ocorre apenas via orifício.



Figura 5.14 Fotos de uma das bacias de retenção utilizada no Cenário 2.

Assim como na avaliação anterior, foram quantificados os PVs com sobrecarga e inundados, entretanto, a comparação de vazão e volume escoado não foi feita através da saída do sistema de drenagem, mas por um PV específico (258), que está indicado pela Figura 5.15.

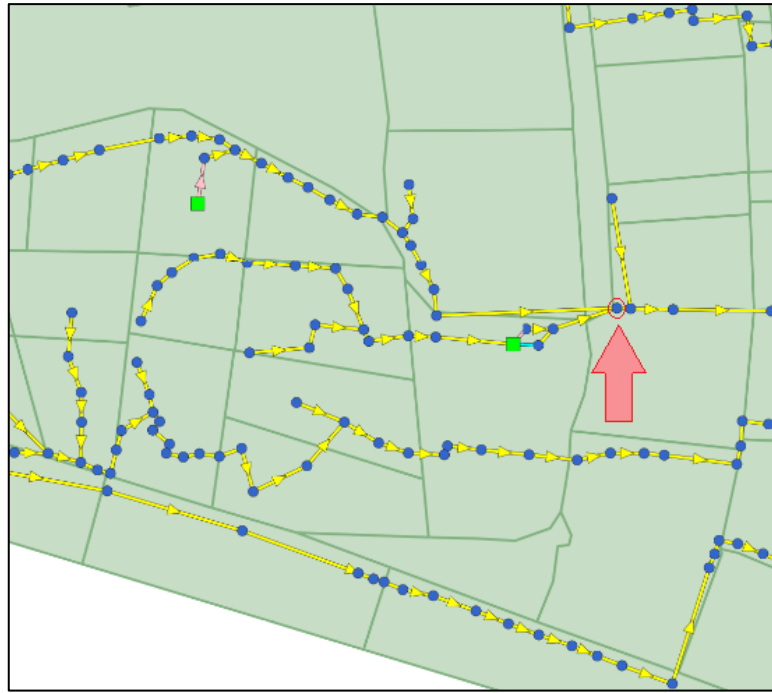


Figura 5.15 Indicação do PV 258, utilizado para comparação entre os cenários Base e 2 – as bacias de detenção estão representadas pelos quadrados verdes.

Tabela 5.7 Comparação de vazão e volume escoado no PV 258 indicado pela seta.

	Cenário Base		Cenário 2	
	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
Vazão no PV indicado [m³/s]	8,163	8,307	4,737	6,237
Redução vazão [%]	-	-	42 %	24,9 %
Volume no PV indicado [m³]	19.750	28.920	27.610	37.800

Tabela 5.8 Quantidade de poços de visita inundados e com sobre carga no Cenário 2.

	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
PVs inundados	45	89
Proporção de PVs inundados [%]	16,6 %	32,8 %
PVs com sobrecarga	60	121
Proporção de PVs com sobrecarga [%]	22,1 %	44,6 %

Com a simulação deste cenário, se registra uma redução de pontos de extravasamentos ao longo da rede em relação ao cenário Base, 4% e 4,8% para os Tempos de Retorno de 2 e 10

anos, respectivamente. Além disto, nota-se uma redução na vazão de pico que passa pelo PV 258, porém, ocorreu um fenômeno diferente dos demais cenários analisados até agora. Com a utilização das duas bacias de detenção houve um aumento na quantidade do volume escoado pelo PV.

Uma hipótese levantada para explicar este fato é que, com a presença destas bacias, a parcela de água que antes era alagada ou escoava para demais localidades e passava a ter sua entrada na rede comprometida, agora fica retida na fonte e tem sua liberação acontecendo lentamente por meio dos orifícios. A seguir, nas Figuras 5.16 e 5.17, é mostrado o comportamento, em termos de volume, das duas bacias utilizadas neste cenário para os diferentes tempos de retorno.

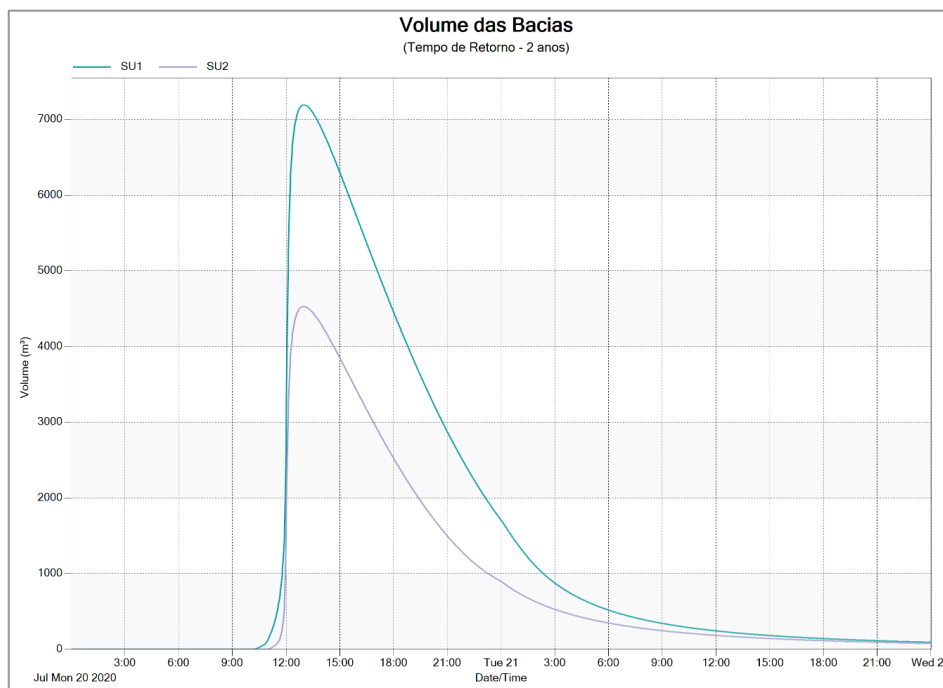


Figura 5.16 Comportamento das bacias de detenção para o Tr de 2 anos.

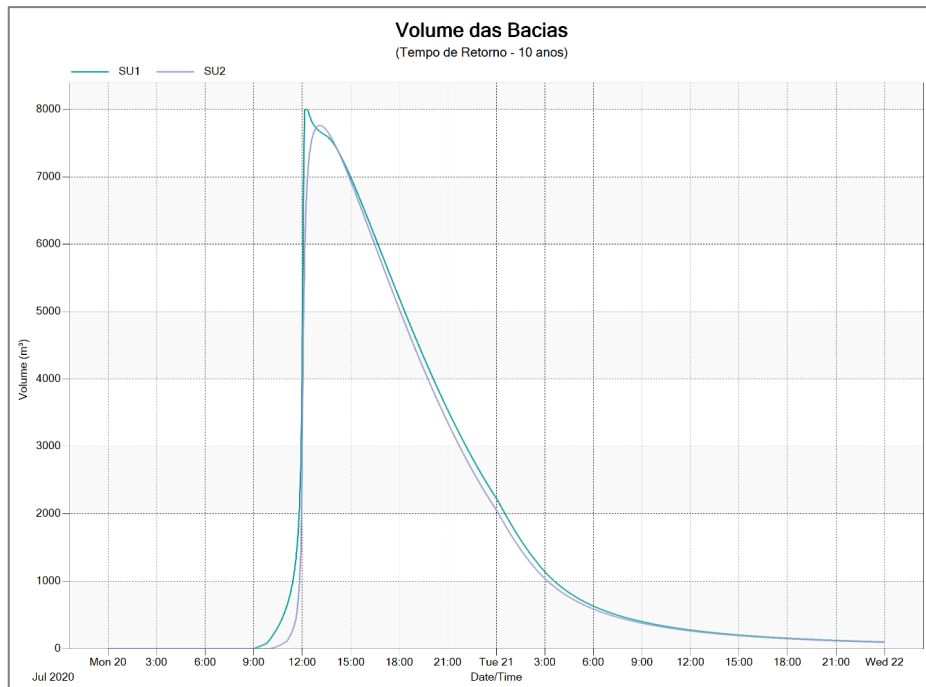


Figura 5.17 Comportamento das bacias de retenção para o Tr de 10 anos.

Segundo resultados mostrados pela Figura 5.17, nota-se uma leve sobrecarga na bacia SU1 para o Tempo de Retorno de 10 anos e ela acaba vertendo um volume de 2.602 m³. Para o Tempo de Retorno de 2 anos não se encontrou registro de sobrecarga na mesma bacia de retenção.

5.2.4. Cenário 3

A proposta neste cenário contou com a inclusão de trincheiras e valas de infiltração, as quais possuem seus locais de instalações indicados pela Figura 5.18. A cor vermelha está representando as trincheiras, já as valas se encontram na cor alaranjada, ambas foram projetadas para terem 1 metro de profundidade. Assim como no cenário anterior, a avaliação da resposta da rede foi realizada com base em um poço de vista específico, o 200, marcado pela seta. Para que a utilização das LIDs ficasse mais fidedigna ao real, foi necessário fracionar ainda mais os lotes. A Tabela 5.9 apresenta a área de cada trincheira e vala utilizadas nas simulações.

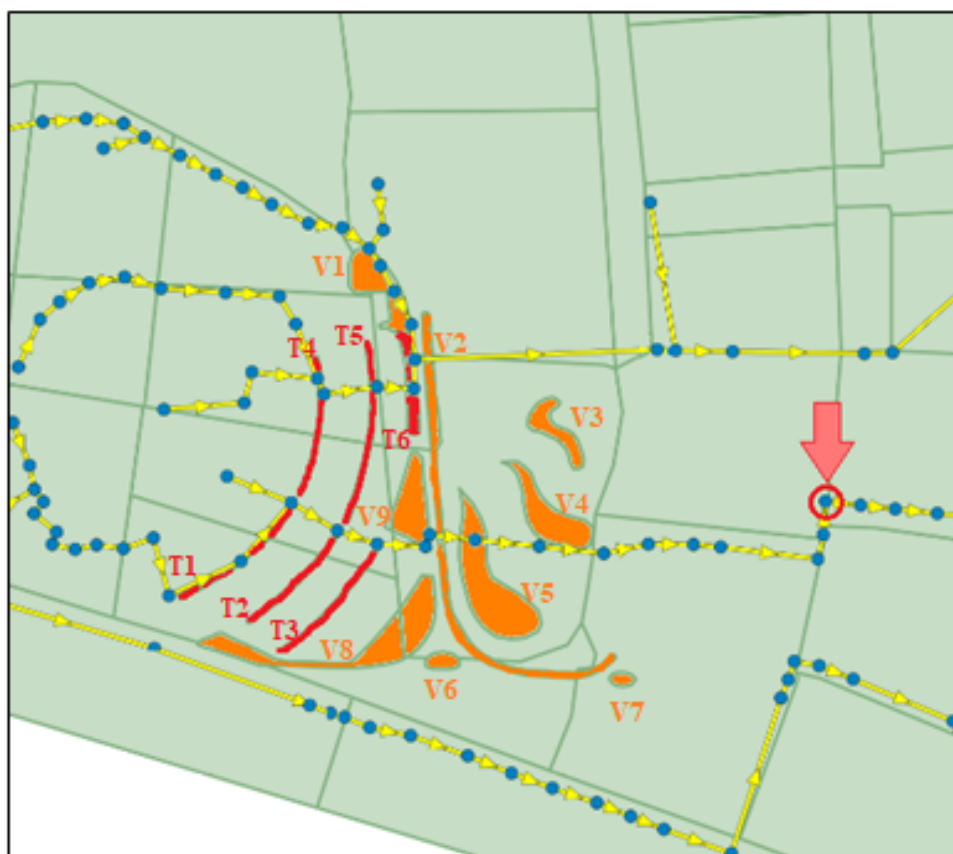


Figura 5.18 Alterações propostas pelo Cenário 3.

Tabela 5.9 Área das valas e trincheiras utilizadas.

Vala	Área [ha]	Área Total [ha]	Trincheira	Área [ha]	Área Total [ha]
V1	0,6264	5,8993	T1	0,1711	1,0724
V2	0,7991		T2	0,1397	
V3	0,3692		T3	0,1382	
V4	0,7011		T4	0,1402	
V5	1,3049		T5	0,2047	
V6	0,1249		T6	0,2785	
V7	0,074				
V8	1,2767				
V9	0,623				

A Tabela 5.10 apresenta os resultados obtidos nas simulações para os dois Tempos de Retorno, com base o PV 200.

Tabela 5.10 Comparação de vazão e volume escoado que passam pelo PV 200, indicado na Figura 5.18.

	Cenário Base		Cenário 3	
	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
Vazão no PV 200 [m³/s]	4,154	6,313	4,065	5,499
Redução vazão [%]	-	-	2,2 %	12,9 %
Volume no PV 200 [m³]	18 140	28 130	10 490	17,940
Redução volume escoado no PV 200 [%]	-	-	42,2 %	36,2 %

De acordo com os resultados encontrados, percebe-se uma redução no pico de vazão e também na quantidade de volume escoado no PV analisado. Esta redução de volume pode ser justificada, uma vez que com a utilização das valas e trincheiras de infiltração, uma parcela que antes era escoamento superficial, agora é direcionada para as valas e trincheiras, ficando retida nelas e forçada a ser infiltrada.

A quantidade de PVs inundados e com sobrecarga, após a inclusão das LIDs definidas durante a etapa de metodologia, é mostrada pela Tabela 5.11.

Tabela 5.11 Quantidade de poços de visita inundados e com sobre carga no Cenário 3.

	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
PVs inundados	36	80
Proporção de PVs inundados [%]	13,3 %	29,5 %
PVs com sobrecarga	54	110
Proporção de PVs com sobrecarga [%]	20,2 %	40,6 %

É possível perceber que a inclusão de LIDs nas proximidades do Estádio foi capaz de reduzir uma quantidade, ainda maior, de Poços de visita inundados e com sobrecarga em comparação ao Cenário 2.

A seguir, estão apresentadas algumas características de funcionamento das trincheiras e valas para o Tempo de Retorno de 10 anos, posteriormente, na Tabela 5.12 há uma comparação entre os resultados obtidos para os dois Tempos de Retorno utilizados.

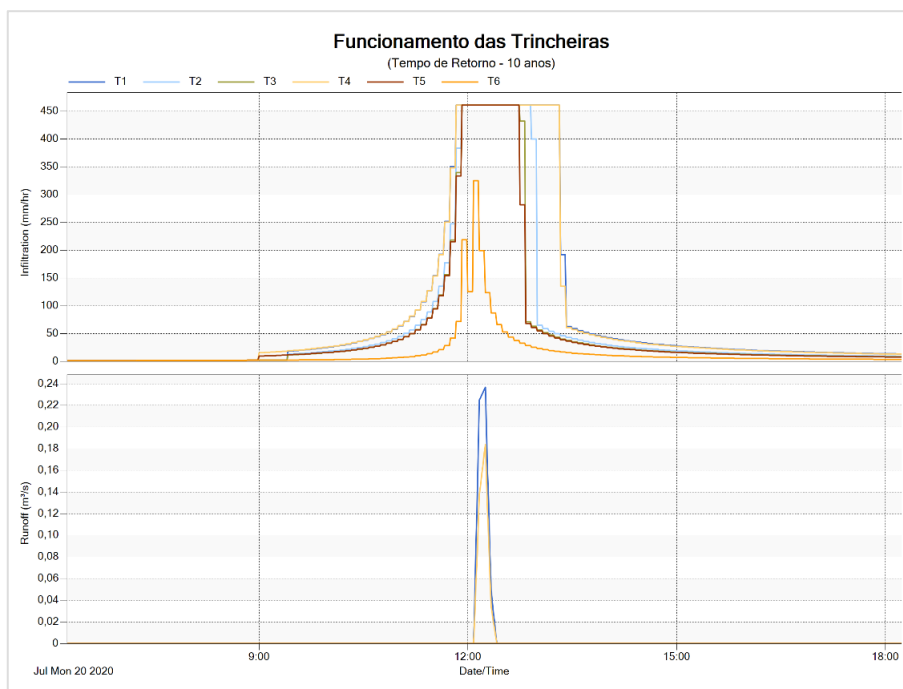


Figura 5.19 Funcionamento das trincheiras para o Tempo de Retorno de 10 anos.

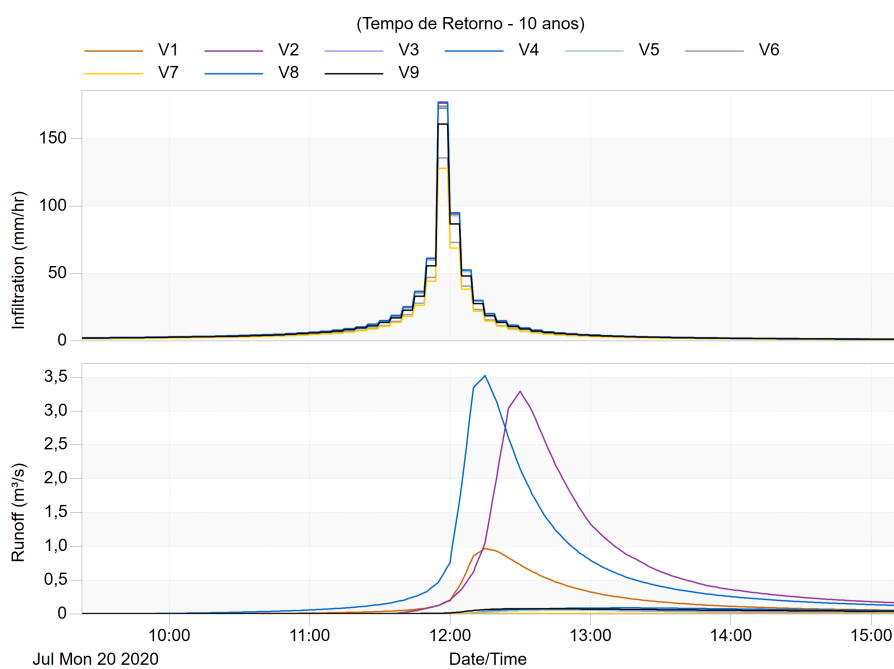


Figura 5.20 Funcionamento das valas para o Tempo de Retorno de 10 anos.

Tabela 5.12 Quantidade infiltrada e escoada pelas valas e trincheiras.

	Tr 2 anos		Tr 10 anos	
	Valas	Trincheiras	Valas	Trincheiras
Total infiltrado [mm]	502,08	3.420,01	658,95	4.909,96
Total escoado [m³]	5.137,54	-	14.268,27	544,2

As Figuras anteriores nos mostram que, as trincheiras e valas apresentaram comportamentos semelhantes em relação a taxa de infiltração, apenas com ressalva para a Trincheira T6, isso pode ser explicado devido sua área ser maior que as demais. Ainda sobre as trincheiras, nota-se que apenas as Trincheiras T1 e T4 tiveram registro de escoamento, fato que indica uma leve sobrecarga sob elas. Isso pode ser justificado, por estarem localizadas em uma cota superior que as demais trincheiras, uma vez que pode haver a chegada de uma parcela maior de água pluvial escoada, advinda das altas regiões que chegam primeiro nessas trincheiras. O escoamento ocasionado nas valas também segue comportamento semelhante, porém as Valas V2 e V8 não seguem o mesmo padrão de comportamento, nessas valas é observado um escoamento superior aos outros, o qual pode ter sido ocasionado devido a largura, caso da Vala V2, ser muito inferior em comparação às demais. Já em relação a Vala V8, pode ser justificado devido à sobrecarga causada pelo escoamento gerado pela área de contribuição.

Para o Tempo de Retorno de 2 anos, as trincheiras apresentaram comportamento semelhante para a taxa de escoamento, entretanto, não se encontrou registro de escoamento. Em relação as valas, registrou-se um comportamento semelhante para a taxa de infiltração, entretanto, com valores absolutos menores. Sobre o escoamento, as Valas V2 e V8 continuaram apresentando o mesmo comportamento, e assim como as trincheiras, com valores absolutos inferiores – Comprovando sua relação direta com a intensidade da chuva.

5.2.5. Cenário 4

Este Cenário consiste na avaliação em relação a resposta do sistema considerando a combinação entre as alterações adotadas nos Cenários 2 e 3, juntamente com o acréscimo de uma bacia de retenção localizada próxima ao Ponto Crítico B.

Visto que não houve modificações nos lotes que contribuem com a parcela escoada para o PV 200 (indicado na Figura 5.18), em relação ao Cenário 3, os resultados mostrados pela Tabela 5.10, de vazão de pico e volume escoado, se mantiveram constantes. Já em relação ao PV 258, utilizado como base de avaliação no Cenário 2, isto, em parte, não se repete. Para o Tempo de Retorno de 2 anos, não se registrou notáveis melhoras, de modo que elas foram mais expressivas para o evento com Tempo de Retorno de 10 anos. As Figuras 5.21 e 5.22 mostram o hidrograma de vazão do PV avaliado no Cenário 2, comparando o Cenário 4, com os Cenários Base e 2.

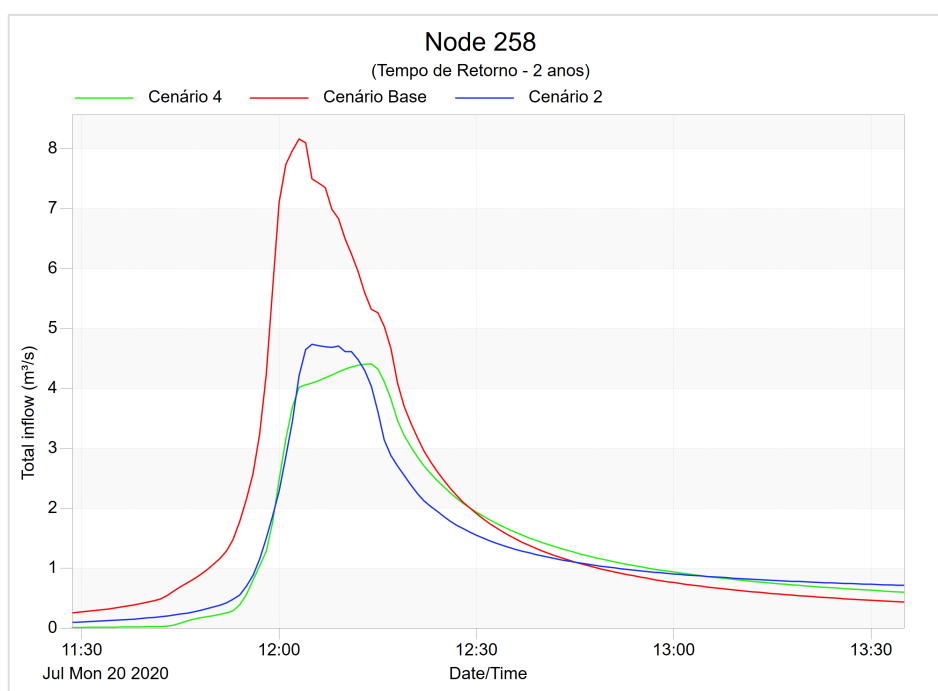


Figura 5.21 Comparação entre os Cenários Base, 2 e 4 para o Tr de 2 anos.

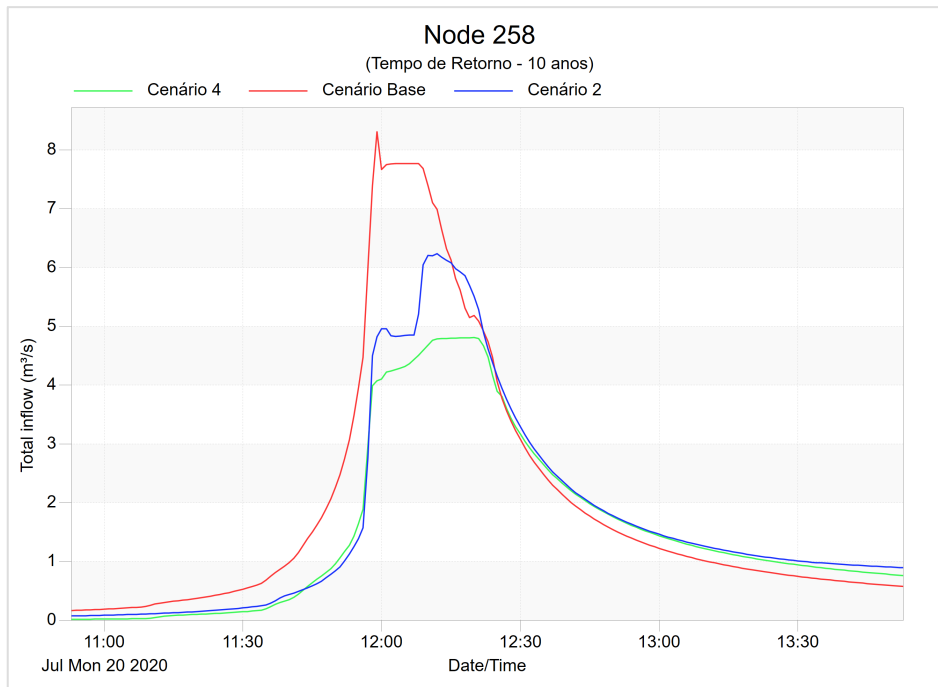


Figura 5.22 Comparação entre os Cenários Base, 2 e 4 para o Tr de 10 anos.

A partir dos gráficos apresentados, para o Tempo de Retorno de 2 anos, nota-se uma leve diminuição entre a vazão de pico do Cenário 4 em relação ao Cenário 2. A grande mudança entre os cenários observados é em relação ao volume escoado: no Cenário Base, o volume é de 19.750 m³; no Cenário 2, devido à presença das duas bacias, este volume aumenta para 27.610 m³; e no Cenário 4, que além das bacias também conta com as LIDs, este valor tem um decréscimo para 18.740 m³.

Em relação ao Tempo de Retorno de 10 anos, também se registrou redução de volume escoado: 28.920 m³ no Cenário Base; 37.800 m³ para o Cenário 2; e 27.810 m³ no Cenário 4. Além disto, nota-se uma redução na vazão de pico, conforme mostrado pela Tabela 5.7 o Cenário 2, que até então tinha sido o que apresentou a maior redução no PV 258, foi capaz de reduzir a vazão de pico em 24,9%, já o Cenário 4 conseguiu atingir uma redução de 42,2%.

Também foram feitas alterações na rede com o intuito de melhorar a situação do Ponto Crítico B. Para isto, utilizou-se uma bacia de retenção com volume útil de 15 mil m³. A Figura 5.23 indica onde estão localizados o PV 149 e a Bacia de retenção SU3. A escolha

deste PV se justifica, uma vez que está localizado logo após a nova, e hipotética, bacia de detenção, o que permite uma melhor avaliação do impacto que ela causa a jusante.

O hidrograma de vazão do PV 149 está representado pelas Figuras 5.24 e 5.25, para os Tempos de Retorno de 2 e 10 anos, respectivamente.

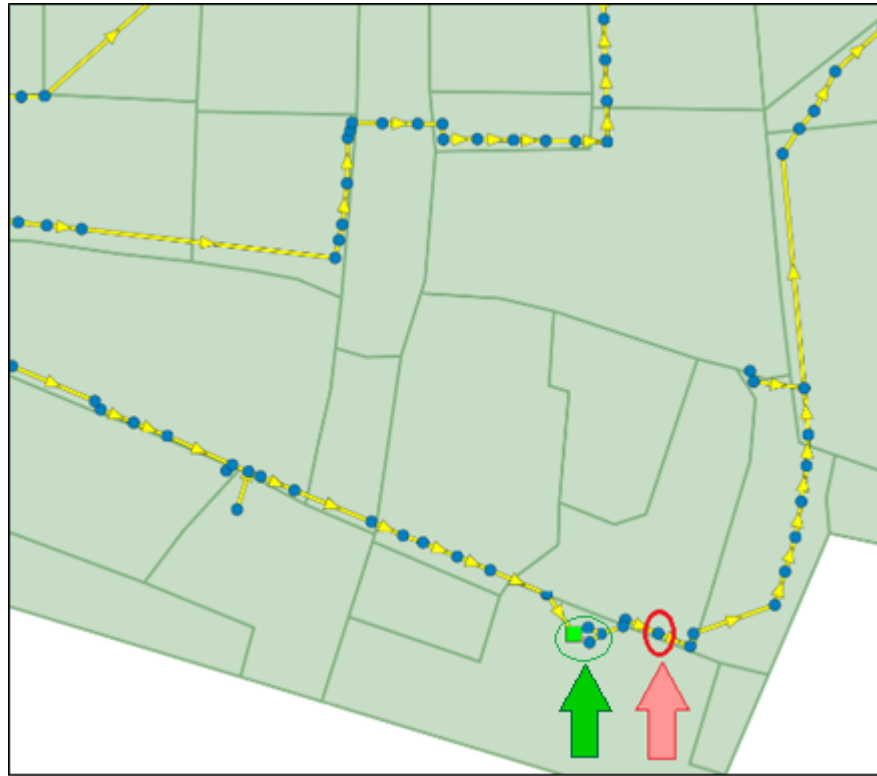


Figura 5.23 Indicação de localização do PV 149 (seta vermelha) e da Bacia de detenção SU3 (seta verde).

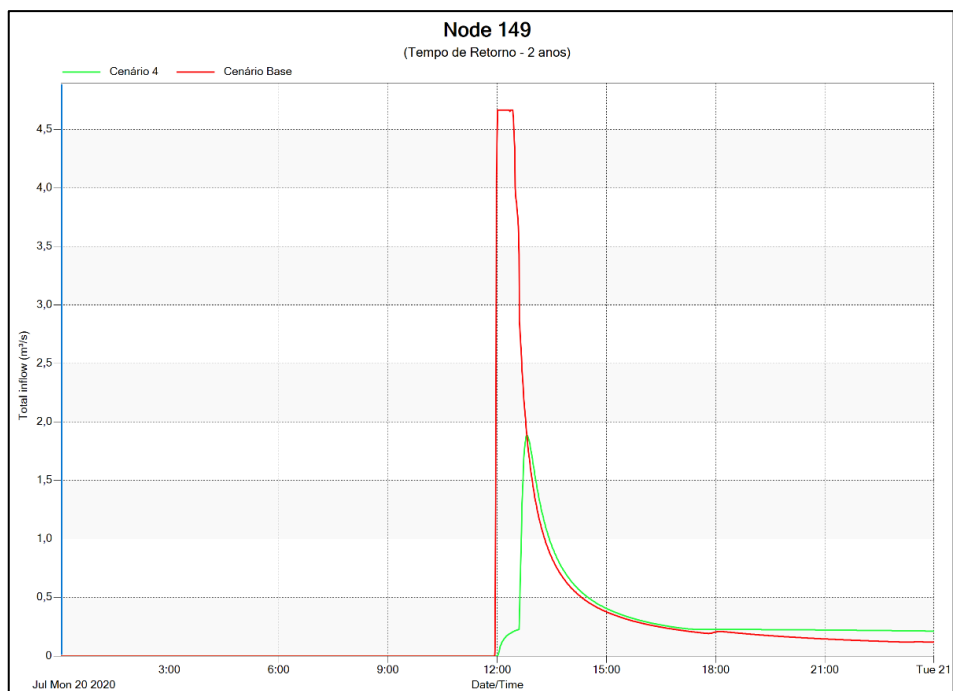


Figura 5.24 Vazão no PV 149 para o Tempo de Retorno de 2 anos – Cenários Base e 4.

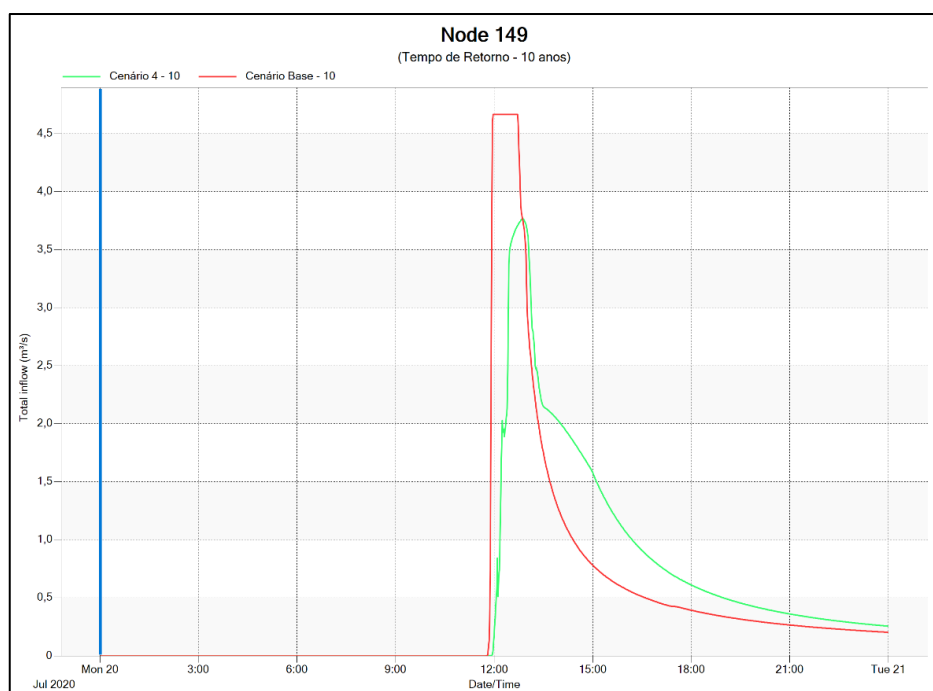


Figura 5.25 Vazão no PV 149 para o Tempo de Retorno de 10 anos – Cenários Base e 4.

De acordo com o que é mostrado nas Figuras 5.24 e 5.25, a utilização da nova bacia de retenção fez com que o PV 149 deixasse de ser inundado para os dois Tempos de Retorno simulados.

A quantidade de PVs inundados e sobrecarregados estão expostos na Tabela 5.13, e em seguida, na Figura 5.26, é feita uma classificação da bacia estudada de acordo com o tempo de sobrecarga nos PVs, conforme realizado pela Figura 5.12, permitindo assim, avaliar a situação dos Pontos Críticos A e B.

Tabela 5.13 Quantidade de poços de visita inundados e com sobrecarga no Cenário 4.

	Tr de 2 anos	Tr de 10 anos
PVs inundados	26	70
Proporção de PVs inundados[%]	9,6 %	25,1 %
PVs com sobrecarga	44	95
Proporção de PVs com sobrecarga [%]	16,2 %	35,1 %



Figura 5.26 Classificação dos PVs de acordo com o tempo sobrecarregado para o Tempo de Retorno de 10 anos

Segundo os resultados encontrados pelo Cenário 4, nota-se uma evolução em relação ao que foi apresentado no Cenário Base, porém o sistema de drenagem ainda continua apresentando, mesmo que em menor quantidade, pontos sobrecarregados. Aparentemente, a situação do Ponto Crítico A (ver Figura 5.12) se mostrou bem menos preocupante, indicando que as LIDs utilizadas no modelo desenvolveram uma importante função, contribuindo para uma

maior taxa de infiltração, que conseqüentemente resultou em uma menor quantidade de águas pluviais entrando no sistema de drenagem. Já em relação ao PCB, avanços também foram obtidos. A bacia de retenção alocada foi suficiente para mitigar os problemas a jusante na rede, porém, a montante, ainda há a presença de um trecho contínuo sobrecarregado. Uma possível solução para minimizar esta situação, seria a combinação com pequenos rebaixamentos, ao longo das pistas, próximos as calçadas, para induzir a uma maior taxa de infiltração das águas pluviais.

O funcionamento da nova bacia está representado pela Figura 5.27, é observado que após certo tempo, começa a verter e seu total esvaziamento só acontece após um período maior que 24 horas. Pelo fato da bacia verter para os dois Tempos de Retorno, fica comprovada a necessidade de uma bacia com volume maior de 15 mil m³ para solucionar os problemas de alagamento no PCB. Em seguida, na Figura 5.28 é mostrada a quantidade de água escoada pelo vertedor para o Tempo de Retorno de 10 anos, que é de 19.740 m³. Para o Tempo de Retorno de 2 anos, se observa o mesmo pico de vazão apresentado no gráfico – 2,21 m³/s – entretanto, o volume registrado foi de 7.823 m³.

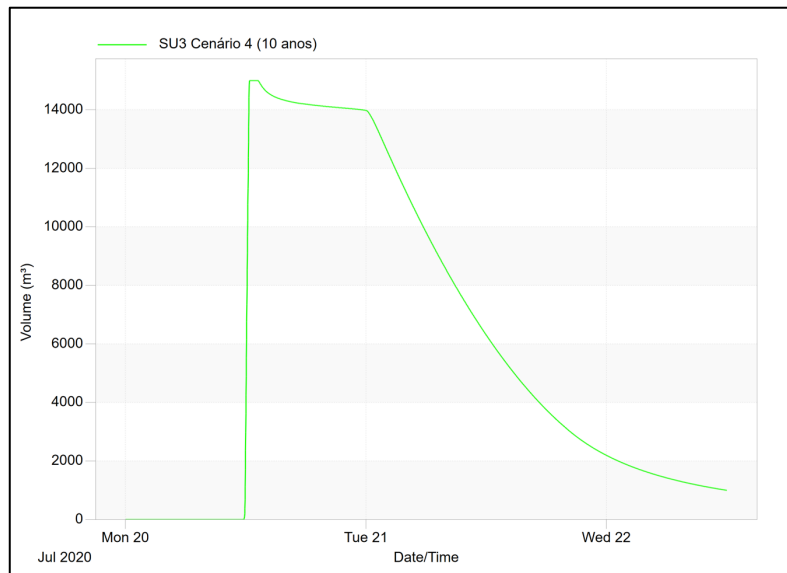


Figura 5.27 Funcionamento da Bacia de Detenção do Cenário 4 – Tr de 10 anos.

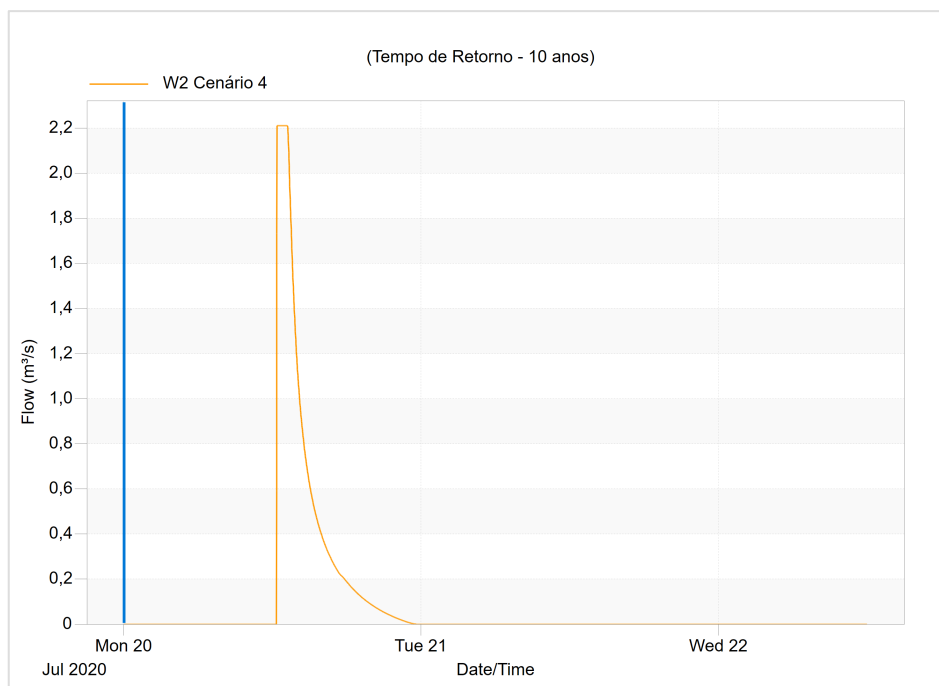


Figura 5.28 Vertedor da Bacia de detenção – Cenário 4 para Tr de 10 anos

5.3. COMPARAÇÃO GERAL DO SISTEMA

A seguir são mostrados os hidrogramas de vazão de saída e inundação, comparando todos os cenários para os Tempos de Retorno utilizados – Figuras 5.29 a 5.32. Além disso, na Tabela 5.14 e 5.15, são colocados lado a lado os PVs inundados de cada cenário para facilitar a comparação.

Tabela 5.14 Comparação entre a quantidade de PVs inundados de cada Cenário para o Tempo de Retorno de 2 anos

	Tempo de Retorno de 2 anos				
	Cenário Base	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4
PVs inundados	56	14	45	36	26
Proporção de PVs inundados [%]	20,6 %	5,2 %	16,6 %	13,3 %	9,6 %

Tabela 5.15 Comparação entre a quantidade de PVs inundados e com sobrecarga em cada um dos Cenários para o Tempo de Retorno de 10 anos.

	Tempo de Retorno de 10 anos				
	Cenário Base	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4
PVs inundados	102	56	89	80	70
Proporção de PVs inundados [%]	37,6 %	20,7 %	32,8 %	29,5 %	25,1 %

Como era de se esperar, o Cenário 1 (cenário onde não houve a presença dos lotes do Estádio nem de seu estacionamento) apresentou os melhores resultados em relação a quantidade de PVs inundados. Porém, como o Cenário 1 não é possível de ser implementado, dentre as opções possíveis de implementação, o que apresentou maior redução neste quesito foi o Cenário 4. Conforme explicado anteriormente, o tempo médio de inundação, dado que o PV está inundado, para o Cenário Base registrado foi de 5 minutos e 7,5 minutos; no Cenário 4, nota-se uma leve redução para 3 minutos e 6 minutos, para os Tempos de Retorno de 2 e 10 anos, respectivamente.

- Para o Tempo de Retorno de 10 anos:

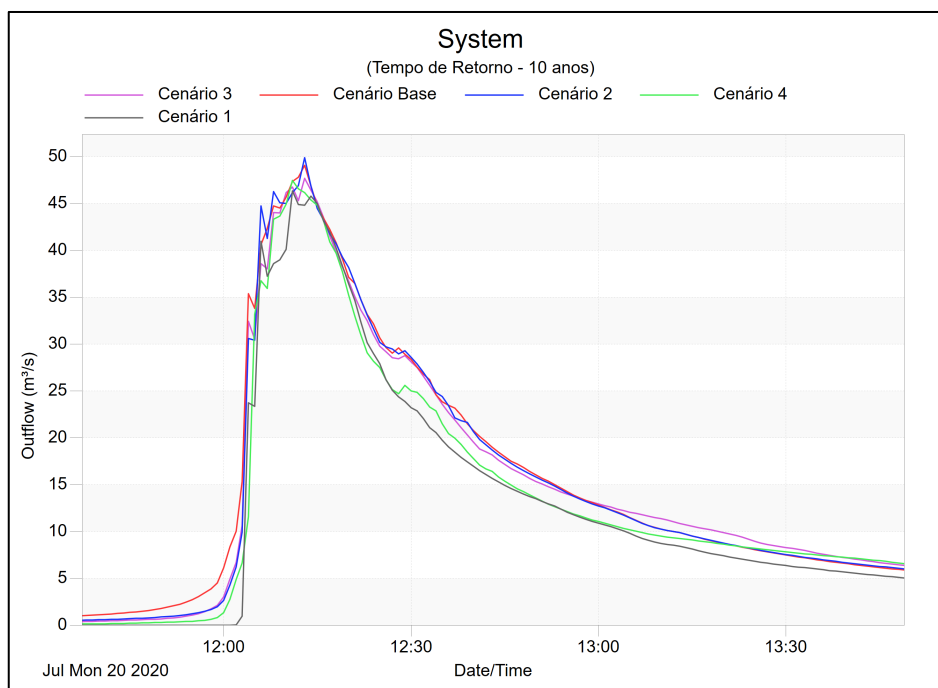


Figura 5.29 Vazão de saída em cada cenário, para o Tempo de Retorno de 10 anos.

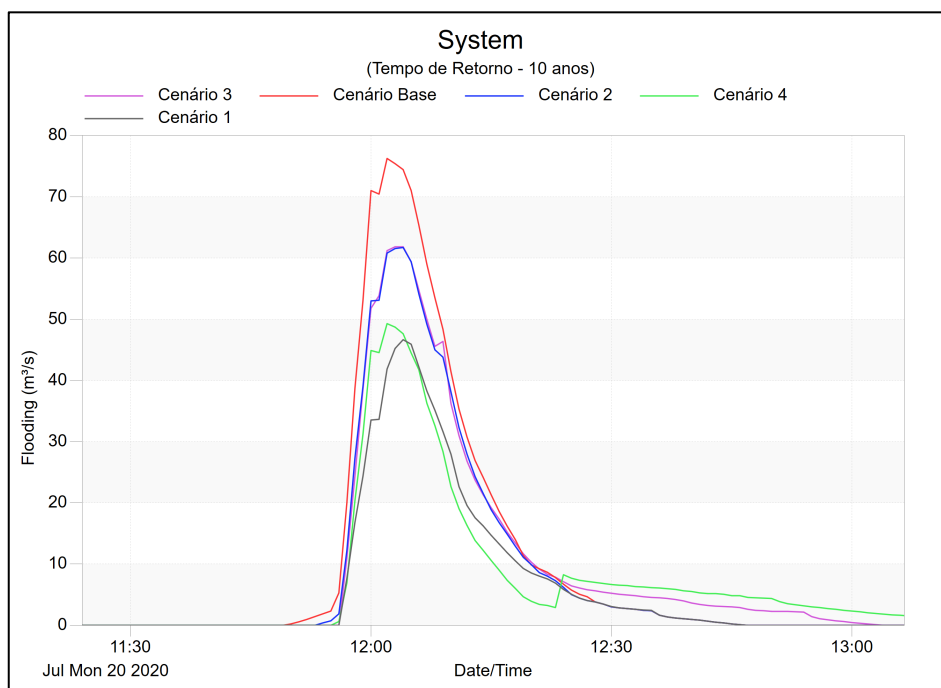


Figura 5.30 Quantidade extravasada em cada cenário, para o Tempo de Retorno de 10 anos.

- Para o Tempo de Retorno de 2 anos:

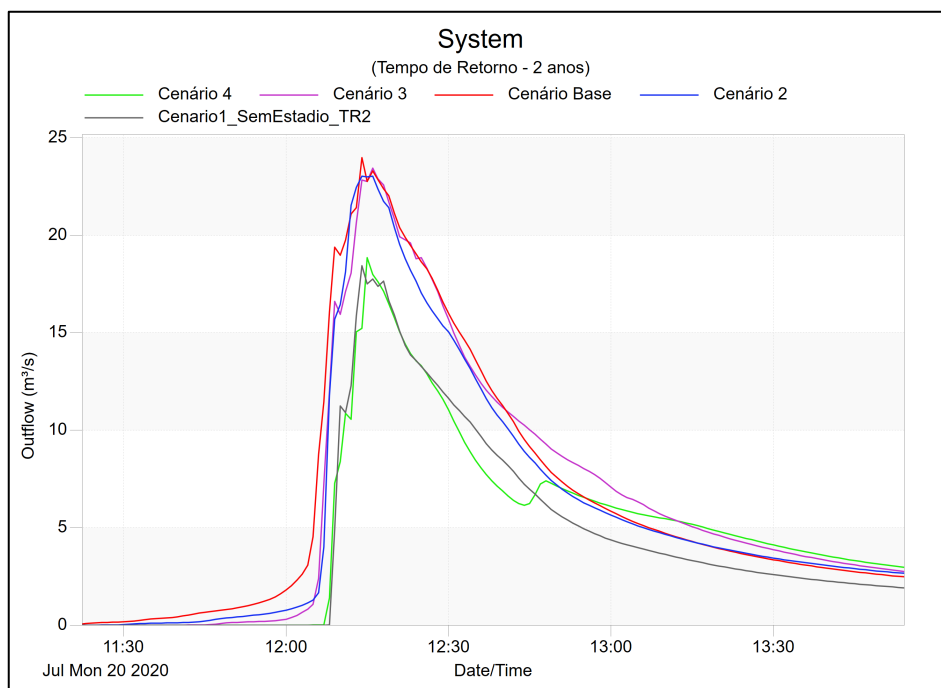


Figura 5.31 Vazão de saída de cada cenário, para o Tempo de Retorno de 2 anos.

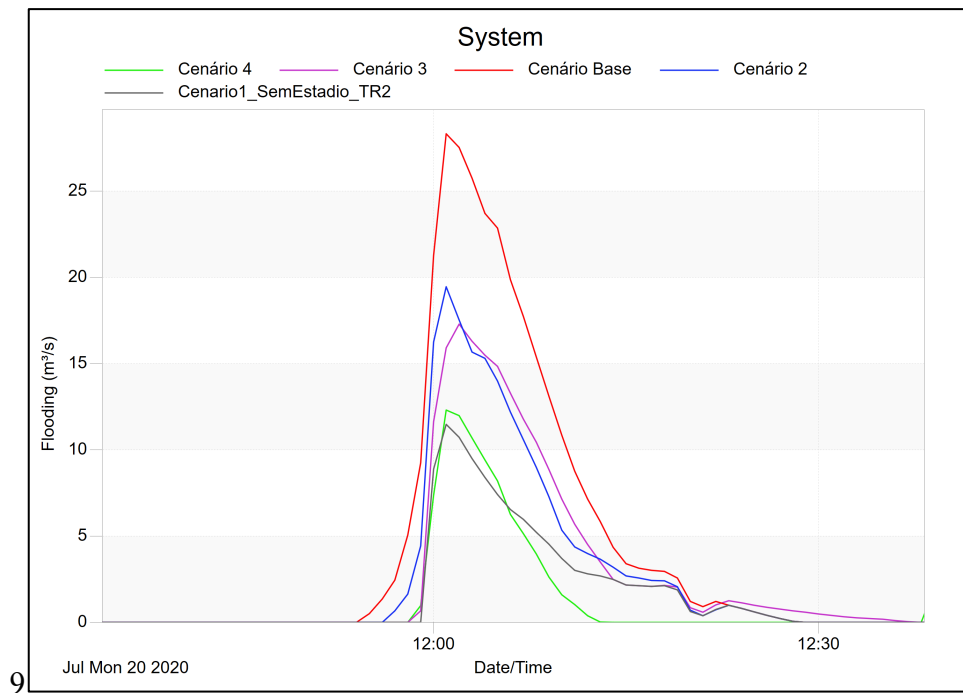


Figura 5.32 Quantidade extravasada em cada cenário, para o Tempo de Retorno de 2 anos.

A partir dos gráficos expostos, pôde-se perceber uma melhora dos cenários propostos em relação ao Cenário Base, porém, para o Tempo de Retorno de 10 anos, essa melhora não é tão perceptível como para o Tempo de Retorno de 2 anos.

Para o **Tempo de Retorno de 10 anos**, se observou uma diminuição para o **pico de vazão** em todos os cenários, menos no Cenário 2 (onde se utilizou bacias de detenção), não se sabe ao certo o motivo dessa elevação. Em relação a vazão de pico do Cenário Base, de 48,8 m³/s, observaram-se as seguintes reduções: 5%, 2,6% e 4,1% para os Cenários 1, 3 e 4 respectivamente; o Cenário 2 apresentou uma elevação de 0,4%. O **volume** escoado pelo exutório também seguiu as mesmas características, os 194.000 m³ do Cenário Base sofreu redução de: 15,9%, 1,1% e 4,2% para os Cenários 1, 3 e 4; e um aumento de 2% relativo ao Cenário 2. Sobre o **total inundado**, foi possível registrar melhora para todos os cenários, os 67.140 m³ referentes ao Cenário Base sofreram as seguintes reduções: 38,4%, 17,2%, 10,5% e 26,2% para os Cenários 1, 2, 3 e 4 respectivamente.

Nos eventos simulados com a chuva de **Tempo de Retorno de 2 anos**, se registrou melhora no **pico de vazão** para os 4 cenários propostos. O valor observado no Cenário Base, de 24,16 m³/s sofreu redução de: 23,7%, 4,7%, 4,9% e 22,2% para os Cenários 1,

2, 3 e 4 respectivamente. Este fato se repete em relação ao total inundado, os 17.540 m³ observados no Cenário Base foram reduzidos em: 63%, 38%, 38,2% e 64,1% pelos Cenários 1, 2, 3 e 4 respectivamente. Já em relação ao **volume** se observou o mesmo comportamento para os 2 Tempos de Retorno, em relação ao Cenário2, no Cenário Base, foi registrado um total de 91.100 m³, reduzidos nos valores: 28,3%, 1,5%, 10,5% para os Cenários 1,3 e 4; enquanto o Cenário 2 registrou um aumento de 7%.

Dessa forma, desconsiderando o Cenário 1, conforme esperado, o Cenário 4 se mostrou mais eficaz que os demais. Porém, nenhum dos cenários simulados foi capaz de atender o limite estabelecido pela Resolução 9/2011 da Adasa. Vale lembrar ainda, que o atual projeto não levou em consideração custos de implementação, utilizou-se como base, apenas os resultados encontrados pelas simulações do PCSWMM.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A definição da rede de drenagem, juntamente com a caracterização quantitativa da drenagem urbana foram importantes, tendo em vista que por meio da modelagem hidrológica foi possível avaliar a resposta do sistema de drenagem para dois eventos distintos de chuva – um deles, mais ameno e outro mais intenso – com Tempos de Retorno de 2 e 10 anos.

As simulações e análises foram realizadas através do PCSWMM. Mesmo não havendo a calibração do modelo, os resultados obtidos foram considerados úteis na análise dos diversos cenários devido à sua capacidade de gerar resposta de sistemas de drenagem em bacias com estruturas variadas.

A modelagem realizada pelo PCSWMM ocorreu em termos quantitativos para o escoamento superficial, com o foco em propor alterações baseadas em medidas compensatórias para melhorar o desempenho da rede de drenagem em funcionamento. A partir de informações georreferenciadas, criou-se o Cenário Base. Sua importância se justificou, uma vez que permitiu avaliar a situação atual da região estudada, possibilitando a identificação de pontos críticos. Além de propor melhorias, o estudo buscou avaliar se a vazão de saída do sistema está de acordo com o limite (24,4 L/(s.ha), para chuvas com Tempo de Retorno de 10 anos) estipulado pela Resolução 9 de 2011 da Adasa e também determinar a quantidade de poços de visita com extravasamento e sobrecarga. Para realização destas análises e fins comparativos, optou-se por criar mais quatro cenários.

Devido à alta taxa de urbanização (52,8%), característica da bacia, a presença de trechos impermeáveis é comum, fazendo com que a vazão de saída encontrada para o Cenário Base, e para os demais cenários, não se enquadrem dentro do limite estabelecido pela Resolução 9/2011 da Adasa.

O número de poços de visita inundados foi alto. Para o Cenário Base, registrou-se 56 e 102 para os Tempos de Retorno de 2 e 10 anos, respectivamente. O cenário que apresentou a menor quantidade de PVs com sobrecarga foi o Cenário 1, entretanto, este, é um cenário hipotético, onde os lotes que compõe o Estádio e seu estacionamento passaram a ter

contribuição zero para o escoamento. Portanto, conclui-se que o cenário, possível de implementação, que atingiu os melhores resultados foi o Cenário 4, onde se obteve uma redução de 11% e 12,5% dos PVs com extravasamento para os Tempos de Retorno de 2 e 10 anos, respectivamente. Partindo deste mesmo princípio, também foi Cenário 4 que registrou a maior redução no pico de vazão de saída do sistema de drenagem, 22,2% e 4,1% para os Tempos de Retorno de 2 e 10 anos, respectivamente.

As técnicas compensatórias utilizadas neste projeto foram: valas de infiltração, trincheiras de infiltração e bacias de retenção. As valas e trincheiras contribuindo para uma maior infiltração do sistema e diminuindo o escoamento. Já as bacias de retenção, retendo uma parcela do escoamento e liberando-a pausadamente ao longo do tempo. As medidas compensatórias utilizadas tiveram melhores resultados, em termos proporcionais, nas simulações com o Tempo de Retorno de 2 anos.

Recomenda-se a utilização de mais formas combinadas de medidas compensatórias espalhadas em diferentes pontos da região estudada, ou até mesmo manter a utilização de valas, trincheiras e bacias de retenção, mas com dimensões maiores. Dessa forma, permitindo uma infiltração mais acentuada e/ou proporcionando assim uma intensificação na redução do pico de vazão, volume escoado e quantidade de poços de visita inundados ou com extravasamento. Entretanto, é importante se atentar ao fato da região estudada ser tombada pela UNESCO e também possuir um metro quadrado com custo bastante elevado, o que dificulta grandes alterações na área.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADASA – Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal (2018). Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal. Brasília: ADASA
- ADASA – Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal (2011). Resolução nº9, de 8 de Abril de 2011. Estabelece os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados. Diário Oficial do Distrito Federal de 11.04.2011, Seção 1, p.18, p. 9, 2011.
- Baptista, M.; Nascimento, N.; Barraud, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 2a ed. rev. Porto Alegre: ABRH, 2011.
- Beling, F. A. (2013). Análise do desempenho do modelo SWWM5 acoplado ao calibrador PEST na bacia do Arroio Canela – RS. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, RS.
- Borges, M. C. P. Estudo para Implantação de Técnicas de Drenagem Sustentável na Região Administrativa Guará II do Distrito Federal. UnB, 2018.
- Brasil. Decreto nº 7.217, de 21 de junho de 2010. Regulamenta a Lei no 11.445, de 5 de janeiro de 2007, que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, e dá outras providências. Diário Oficial da União, 2010. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/decreto/D7217.htm. Acesso em: 10 out. 2019.
- Canholi, A. P. (2014). Drenagem urbana e controle de enchentes. 2a ed. Oficina de Textos, São Paulo, 384 p.
- Costa, M.E.L (2013). Monitoramento e modelagem das águas da drenagem urbana na bacia do lago Paranoá. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-148/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 179p
- Cruz, M. A. S.; Araújo, P. R.; Agra, S. G.; Souza, V. C. B. DE; Collischonm, W. Valorização da água no meio urbano: um desafio possível. In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju, 2001.
- Dawdy, D. R. (Ed.). Knowledge of sedimentation in urban environments. Journal of the Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 93, Ser. HY nº 6, p. 235- 245, Nov. 1967. (Conference preprint).

- Fileni, F. (2016). Modelagem Quantitativa da drenagem Urbana e Proposições de drenagem sustentável para a região de Ceilândia-DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 48 p.
- FISRWG (FEDERAL INTERAGENCY STREAM RESTORATION WORKING GROUP). Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices. [S.l.]: USDA (U.S. Department of Agriculture), 1998.
- Fletcher et al. SUDS, LID, BMPS, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. Urban Water Journal, v. 12, n. 7, p. 525-542, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/1573062x.2014.916314>.
- Gomes, T. L. L. (2019). Análise dos problemas de drenagem urbana no Distrito Federal: proposição de ampliação do uso da Lagoa de detenção do Guará. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 89p.
- G1. GDF deve ceder Mané Garrincha ao setor privado com projeto inacabado. Publicado em 09 de julho de 2016. Disponível em <<http://g1.globo.com/distrito-federal/noticia/2016/07/gdf-deve-ceder-mane-garrincha-ao-setor-privado-com-projeto-inacabado.html>>. Acesso em 01/10/2019
- INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. (2018). Gráficos. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=tempo/graficos>. Acesso em: 06 de novembro de 2019.
- Marques, G. S. (2019). Manejo de Águas pluviais: estudo da rede drenagem e de soluções de baixo impacto na Região Administrativa Candangolândia. Monografia de Projeto Final. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 85p
- Pinto, Y. J. O. (2017). Avaliação do Sistema de Drenagem Urbana – Sub Bacia da Asa Norte, Brasília – DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 54p.
- Righetto, A. M.; Moreira, L. F. F.; Sales, T. E. A. Manejo de Águas Pluviais Urbanas. In: Righetto, A. M. (Org.). Manejo de águas pluviais urbanas. p. 19-73. Natal: Editora Abes, 2009.
- Rossman, L. A. (2015). Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 352 p.

- Rossman, L. A., (2016). Storm Water Management Model Reference Manual. Volume I – Hydrology (Revised). Office of Research and Development Water Supply and Water Resources Division. New York. US EPA. 233 p.
- Serenco (SERVIÇO DE ENGENHARIA CONSULTIVA). Plano Distrital de Saneamento Básico e de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos. Brasília, DF: Adasa, 2017.
- Souza, F.P. (2014). Monitoramento e modelagem hidrológica da sub-bacia do Lago Paranoá - Brasília/DF - e avaliação de bacia de retenção. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-165/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139.
- Souza, S. A. Medidas Estruturais Extensivas. In. Mendes, H. C., de Marco, G; ANDRADE, J. P. M.; Souza, S. A.; Macedo, R. F. In. Reflexões sobre impactos das inundações e propostas de políticas de públicas mitigadoras. Trabalho de conclusão da disciplina “Hidrologia Física” do Programa de Pós-graduação em Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.
- Schuler, T. R. Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs. Washington: Department of Environmental Programs; Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.
- Suderhsa; CH2M Hill Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu. Curitiba: Governo do Estado do Paraná, 2002.
- Taebi, A.; Droste, R. L. Pollution loads in urban runoff and sanitary wastewater. Science of the Total Environment, v. 327, n. 2, p. 175-184, 2004.
- Tomaz, Plínio. Poluição Difusa. São Paulo: Navegar Editora, 2006.
- Tucci, Carlos E. M. Água no meio urbano. Capítulo 14 do Livro Água Doce, Instituto de Pesquisas Hidráulica – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.
- Tucci, Carlos E. M. Águas urbanas. Revista Estudos Avançados, São Paulo, v. 22, nº 63, 2008.
- Tucci, Carlos E. M. Modelos Hidrológicos; colaboração da Associação Brasileira de Recursos Hídricos/ABRH – 2.ed. – Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005.
- Tucci, C. E. M. (2003). "Inundações urbanas na América do Sul." Ed. dos Autores. 45-150.
- UNESCO (2013). Brasília – Map of the World Heritage property. Disponível em: <http://whc.unesco.org/en/documents/123607/> Acesso em 01/10/2019