

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

**ANÁLISE DOS PROBLEMAS DE DRENAGEM URBANA NO
DISTRITO FEDERAL: proposição de ampliação do uso da Lagoa
de detenção do Guará**

THIAGO LAPPICY LEMOS GOMES

ORIENTADOR: SÉRGIO KOIDE
COORIENTADORA: MARIA ELISA LEITE COSTA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA AMBIENTAL
II

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2019

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

**ANÁLISE DOS PROBLEMAS DE DRENAGEM URBANA NO
DISTRITO FEDERAL: proposição de ampliação do uso da Lagoa
de detenção do Guará**

THIAGO LAPPICY LEMOS GOMES

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)**

**Diego Lopes Bergamaschi, MSc (SO-DF)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA/DF, 10 DE DEZEMBRO DE 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

GOMES, THIAGO LAPPICY LEMOS

Análise dos problemas de drenagem urbana no Distrito Federal: proposição de ampliação do uso da Lagoa de detenção do Guará. [Distrito Federal] 2019.

xiv, 89 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Ambiental, 2019)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Drenagem Urbana

3. PCSWMM

I. ENC/FT/UnB

1. Lagoas de Detenção

3. PCSWMM 2D

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

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.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Thiago Lappicy Lemos Gomes

TÍTULO: Análise dos problemas de drenagem urbana no Guará: proposição de ampliação do uso da Lagoa de detenção do Guará

GRAU: Bacharel em Engenharia Ambiental

ANO: 2019

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final 2 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 2 pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Thiago Lappicy Lemos Gomes

lappicy@gmail.com

RESUMO

A urbanização sempre traz mudanças para o ciclo hidrológico local. Para amenizar esses problemas, em principal o de alagamentos, existem diversas soluções – uma delas sendo lagoas de retenção. Essas servem para abater a vazão de pico de um escoamento superficial para dada chuva de projeto.

O presente trabalho tem como função avaliar a ampliação da área de contribuição de uma lagoa de retenção existente, a do Guará II. Como essa lagoa se encontra trabalhando abaixo de sua capacidade máxima, essa ampliação visaria a sua otimização assim como se propor como solução a uma área que ainda não tem sistema algum de drenagem (SOF Sul). Por essa região não ter cota o suficiente para lançamento na atual lagoa projetou-se uma nova, dentro de parte da atual, rebaixando parte dela.

Para essa avaliação foi criada uma rede de drenagem para o SOF Sul (ampliação), atendendo as legislações específicas. Foram analisadas diferenças entre o dimensionamento da lagoa por diferentes métodos (racional e por modelagem computacional) e diferentes formações de lagoas (usando apenas uma para quantidade ou duas em série, uma de qualidade e outra de quantidade como recomendado pela agência de fiscalização local – ADASA). Essas avaliações utilizaram duas chuvas: uma crítica e uma de projeto. Também foi feita uma análise 2D da área de estudo (mostrando possíveis planícies de inundação).

Notou-se uma diferença nas dimensões da lagoa de retenção pelos métodos (16% do volume) e percebeu-se que ao projetar duas lagoas em série, a recomendação da ADASA acaba superdimensionando a lagoa a jusante em 80%. Como resultado, são detalhadas opções para a lagoa de retenção com dimensões suficientes para abater as vazões de projeto juntamente com um sistema de drenagem para o SOF Sul. Elas não originam nenhum alagamento em análises 1D ou 2D. Isso sem comprometer o funcionamento da lagoa de retenção existente.

Palavras-chave: Drenagem Urbana, Lagoas de retenção, PCSWMM, PCSWMM 2D.

ABSTRACT

Urbanization always brings changes to the local hydrological cycle. To soothe those problems, mainly flooding, there are several solutions – one of those being detention basins. These will serve for holding the stormwater and decreasing its highest value.

The present text evaluates the increase in the area of contribution to an existing detention basin in Guar II. Because this basin is working below its maximum capacity, this extension will optimize it as well as propose itself as a solution to an area that doesn't have a drainage system (SOF Sul). Because there is not enough elevation for the SOF Sul to drain the water to the existing detention basin, a new one will be created inside part of the existing one (by lowering part of the land).

For this analysis, a new drainage system was created for "SOF Sul", regarding specific legislation. It was analyzed the difference of the detention basin's dimensions using different methods (rational and computer modelling) and different formation of those basins (using only one for quantity or two in series, one being for quality and the other for quantity – as recommended by the local oversight agency – ADASA). These evaluations were made for two rains: a critical and a project one. It was also made a 2D analysis of the area (showing possible flooding zones).

It was noticeable the difference in the basin's dimension by the different methods (16% in volume), and it was shown that by using two basins in series, as recommended by ADASA, the quantity one ends up being oversized by 80%. As a result, it's shown options for a detention basin to work properly, together with a drainage system for SOF Sul. They don't originate any flooding in 1D or 2D analyses. The project itself is made without compromising the operation of the existing detention basin.

Keywords: Urban drainage, Detention basins, PCSWMM, PCSWMM 2D.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todo o suporte e ajuda dado pela minha família, principalmente de meus pais e irmãos. Agradeço também à minha namorada por estar comigo nessa trajetória dentro e fora da UnB e sempre me apoiar. Também a todos meus amigos, os antigos que carrego comigo desde o ensino médio e os novos criados durante o curso. Agradeço à Universidade de Brasília e a todo o PTARH e o incrível grupo de pessoas que o compõem, sempre dispostos a ajudar no que for preciso. Deixo um agradecimento também à melhor coorientadora que eu poderia pedir, Maria Elisa, e ao professor e meu orientador, o “guardião da água”, Sérgio Koide, que me ajudou não somente a fazer este trabalho, mas que me motivou no curso e que fez me interessar muito por esse mundo que é a hidrologia.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 OBJETIVOS	17
2.1 OBJETIVO GERAL.....	17
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
3 REFERENCIAL TEÓRICO	18
3.1 HIDROLOGIA URBANA	18
3.2 DRENAGEM URBANA.....	20
3.2.1 Drenagem Urbana no Distrito Federal.....	24
3.2.2 Bacias de amortecimento de cheias	25
3.3 MODELAGEM.....	29
3.3.1 Métodos e modelos hidrológicos.....	29
3.3.2 SWMM e PCSWMM	30
3.4 GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS	35
4 METODOLOGIA.....	39
4.1 ÁREA DE ESTUDO	42
4.1.1 Área de contribuição a rede de drenagem	45
4.1.2 Hipsometria e declividade	46
4.1.3 Tipo de Solo	47
4.1.4 Uso e ocupação do solo.....	47
4.1.5 Precipitação na bacia	48
4.2 MODELAGEM NO PCSWMM.....	49
4.2.1 Redes de drenagem.....	50
4.2.2 Comportamento da lagoa	51

4.2.3	Possível ampliação do SOF Sul	51
4.2.4	PCSWMM 2D.....	52
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	54
5.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	54
5.1.1	Hipsometria e Declividade	54
5.1.2	Pedologia	58
5.1.3	Uso e ocupação do solo	59
5.1.4	Precipitação nas bacias	61
5.2	RESULTADOS DA MODELAGEM NO PCSWMM.....	64
5.2.1	Viabilidade da ampliação do SOF Sul	64
5.2.2	Lagoa de detenção do SOF Sul.....	65
5.2.3	Redes de drenagem.....	66
5.2.4	Método Racional.....	69
5.2.5	Inundações nos PVs.....	70
5.2.6	Capacidade de amortecimento das lagoas de detenção.....	74
5.2.7	Lagoas de Qualidade e de Quantidade	78
5.2.8	Análise 2D.....	80
6	CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	83
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 3. 1 – Parâmetros para projetos de drenagem pluvial recomendados pela NOVACAP	25
Tabela 3. 2 – Equações de Saint Venant (modificado – Costa, 2013)	32
Tabela 3. 3 – Condições de umidade para cálculo do CN (modificado – Tucci, 1995).....	34
Tabela 3. 4 – Classificação dos grupos hidrológicos dos solos (modificado – Tucci, 1995).....	35
Tabela 3. 5 – CN para diferentes tipos de solo e sua ocupação (modificado – Righetto, 2009).....	35
Tabela 5. 1 – Valor de CN para cada classe no mapa de uso e ocupação do solo.....	59
Tabela 5. 2 – Percentagem da área de uso e ocupação do solo por classes.....	61
Tabela 5. 3 – Tempo de concentração das bacias por diferentes métodos	61
Tabela 5. 4 – Detalhamento da nova Lagoa de Detenção feita para o SOF Sul.....	66
Tabela 5. 5 – Características gerais de ambas redes de drenagem	67
Tabela 5. 6 – Coeficiente de deflúvio para diferentes usos e ocupação do solo	69
Tabela 5. 7 – Dados sobre inundação e os PVs das áreas estudadas para a chuva de projeto.....	71
Tabela 5. 8 – Dados sobre inundação e os PVs das áreas estudadas para as chuvas críticas	73
Tabela 5. 9 – Parâmetros originais e corrigidos da atual e da nova lagoa de detenção.....	77
Tabela 5. 10 – Eficiência das lagoas de detenção para ambas as chuvas	78

LISTA DE FIGURAS

Figura 3. 1 – Modificação do balanço hídrico com a urbanização (ADASA, 2018)	21
Figura 3. 2 – Variação do comportamento da vazão com e sem a urbanização (ADASA, 2018).....	22
Figura 3. 3 – Esquema de uma lagoa de retenção em perfil e corte (modificado – Vermont, 2017).....	27
Figura 3. 4 – Comportamento do método SCS (modificado – COSTA, 2013).....	33
Figura 3. 5 – Impactos dos diferentes serviços de saneamento no sistema de drenagem e no corpo hídrico (ADASA, 2018).....	37
Figura 4. 1 – Fluxograma das etapas gerais da metodologia.....	39
Figura 4. 2 – Etapas da metodologia usada para caracterização da área de estudo.....	40
Figura 4. 3 – Etapas da metodologia usada para a modelagem no PCSWMM.....	41
Figura 4. 4 – Diferentes cenários utilizados na análise 1D e 2D.....	42
Figura 4. 5 – Localização da área de estudo.....	43
Figura 4. 6 – (a) Lagoas de estabilização em 17/06/2004; (b) Lagoa de retenção em 18/05/2019 (Google Earth Pro)	44
Figura 4. 7 – Fotos da galeria de entrada da lagoa; a área alagada imediatamente após; o vertedouro; descarga de fundo.....	44
Figura 4. 8 – Delimitação de Brasília como patrimônio e a lagoa (modificado – UNESCO e Google Earth Pro)	45
Figura 4. 9 – Carta Imagem da área de estudo com a possível área de ampliação e curvas de nível de 5 metros	46
Figura 4. 10 – Curvas IDF de Brasília recomendada pelo PDDU para diferentes valores de T_R	48
Figura 4. 11 – Carta Imagem com áreas de contribuição e sistema de drenagem existente.....	50
Figura 5. 1 – Carta hipsométrica da área de estudo.....	55
Figura 5. 2 – Curvas de nível.....	56
Figura 5. 3 – Carta de declividade da área de estudo em porcentagem.....	57
Figura 5. 4 – Tipos de solo presentes na área de estudo.....	58

Figura 5. 5 – Resultado parcial da classificação supervisionada.....	59
Figura 5. 6 – Carte de uso e ocupação do solo	60
Figura 5. 7 – Hietograma da chuva de projeto de Brasília com T_R igual a 5 anos, pelo método dos blocos alternados.....	63
Figura 5. 8 – Hietogramas das chuvas críticas de cada uma das bacias	63
Figura 5. 9 – Sistema de drenagem fictício dimensionado para o SOF Sul	65
Figura 5. 10 – Vazão no final da rede de drenagem para as áreas estudadas pela chuva de projeto	68
Figura 5. 11 – Vazão no final da rede de drenagem para as áreas estudadas pela chuva crítica	68
Figura 5. 12 – Inundações nos poços de visita para a chuva de projeto	72
Figura 5. 13 – Inundações nos poços de visita para as chuvas críticas	73
Figura 5. 14 – Perfis de condutos para diferentes situações encontrados na rede de drenagem atual.....	74
Figura 5. 15 – Hidrograma da saída da lagoa de retenção do SOF Sul com vazão máxima de $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ junto com o hidrogramas do PV antecedente a essa lagoa	75
Figura 5. 16 – Aproximação do formato e dimensões da lagoa de retenção do SOF Sul	76
Figura 5. 17 – Hidrograma da lagoa de retenção do SOF Sul para a chuva de projeto	77
Figura 5. 18 – Hidrograma da lagoa de retenção do SOF Sul para a chuva crítica	78
Figura 5. 19 – Bacia do SOF Sul com 2 lagoas de retenção (para qualidade e quantidade)	79
Figura 5. 20 – Resultado da análise 2D do PCSWMM com a interferência das obstruções.....	80
Figura 5. 21 – Resultado da análise 2D do PCSWMM sem a interferência das obstruções	81

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 3.1.....	19
Equação 3.2.....	19
Equação 3.3.....	19
Equação 3.4.....	19
Equação 3.5.....	33
Equação 3.6.....	33
Equação 4.1.....	49
Equação 4.2.....	51
Equação 4.3.....	51
Equação 4.4.....	51
Equação 4.5.....	51

LISTA DE ABREVIACES

ADASA.....	Agência Reguladora de guas, Energia e Saneamento do Distrito Federal
ANA.....	Agência Nacional de guas
CAD.....	Desenho Assistido por Computador
CAESB.....	Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal
CONAMA.....	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CRH.....	Conselho de Recursos Hídricos
DBO.....	Demanda Bioquímica de Oxignio
DQO.....	Demanda Química de Oxignio
DF.....	Distrito Federal
EMBRAPA.....	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
ETE.....	Estaco de Tratamento de Esgoto
GDF.....	Governo do Distrito Federal
h.....	horas
ha.....	hectares
IDF.....	Intensidade – Durao – Frequência
INMET.....	Instituto Nacional de Meteorologia
m ³	Metros Cúbicos
min.....	Minutos
mm.....	Milímetros
NOVACAP.....	Companhia Urbanizadora da Nova Capital
PDDU.....	Plano Diretor de Drenagem Urbana
s.....	Segundos

SIG.....	Sistema de Informações Geográficas
SOF.....	Setor de Oficinas
SWMM.....	<i>Storm Water Management Model</i>
T _C	Tempo de concentração
T _R	Tempo de retorno
UH.....	Unidade Hidrográfica
UNESCO.....	Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura

1 INTRODUÇÃO

Com a atual expansão das cidades, causada tanto pelo crescimento populacional quanto pelo aumento da urbanização, a problemática de drenagem urbana vem se tornando um tema cada vez mais importante. A infraestrutura das cidades, de forma geral, modifica o ciclo hidrológico, causando um aumento de volume e velocidade no escoamento superficial (entre outros fatores). Com esse novo escoamento superficial, alagamentos ficam mais frequentes e mais críticos e medidas devem ser tomadas para melhorar a qualidade de vida dos moradores locais.

Como solução convencional existem galerias e canais para remover rapidamente a água precipitada. Porém, muitas vezes isso apenas transfere o problema para jusante, além de carregar a poluição existente no sistema, como lixiviados, sedimentos e agrotóxicos.

Em função dos problemas e custos das infraestruturas cinzas, existe uma tendência por sistemas mais sustentáveis. Nesse sentido, medidas têm sido estudadas para substituir esses sistemas clássicos por soluções que procuram controlar as águas pluviais na fonte, aumentando a infiltração, reduzindo o deflúvio e as vazões de pico. Alguns exemplos são pavimentos porosos, trincheiras e valas de infiltração e bacias, ou lagoas, de retenção – foco do presente estudo.

Este trabalho analisou uma lagoa de retenção localizada no Guará II, DF. Ela apresenta, na configuração atual, capacidade ociosa – atuando em partes como uma lagoa de retenção. A partir desse conhecimento, foi avaliada a possibilidade de ampliação da atual área de contribuição da lagoa de retenção para uma nova região, o SOF Sul, que atualmente não possui sistema de drenagem, sendo necessário a elaboração do projeto. Ao analisar a possibilidade de ampliação da rede de contribuição para a lagoa, os problemas relacionados às águas pluviais foram atenuados na região, sendo a sua capacidade otimizada.

Diferentes possíveis cenários foram modelados por meio da análise de geração de volumes e escoamento superficial. O auxílio de um Sistema de Informação Geográfica (SIG) acoplado a modelos hidráulicos e hidrológicos foi fundamental para avaliar a infiltração do solo com base em dados de vegetação e uso e ocupação desse mesmo.

O SWMM é um modelo hidráulico-hidrológico que leva em consideração o tipo, uso e ocupação do solo e a infraestrutura de drenagem. O modelo utilizado no presente trabalho foi o PCSWMM, pois consegue acoplar o SWMM a um SIG.

Outras análises importantes feitas são a respeito do manual da ADASA (2018). Comparou-se a utilização do método racional com a modelagem pelo PCSWMM para determinação da vazão de projeto e do volume da lagoa de retenção necessária. Assim como a mudança no volume no reservatório de quantidade ao se inserir um de qualidade a montante (em série como recomendado no manual).

Por último, foi feita uma análise utilizando o PCSWMM 2D, que consegue mostrar aonde estariam esses alagamentos e para aonde iriam se concentrar no mapa.

O presente trabalho tem 6 capítulos. O capítulo 2 apresenta os objetivos gerais e específicos. O capítulo 3 expõe a fundamentação teórica e a revisão bibliográfica necessária para confecção do trabalho em si, e contém elementos relevantes para compreensão do restante do texto. O capítulo 4 apresenta a metodologia do projeto para alcançar os objetivos apresentados no início e o roteiro de modelagem do PCSWMM. O capítulo 5 apresenta os resultados obtidos de caracterização da área de estudo assim como resultados em cima da modelagem do PCSWMM, sendo analisada a rede de drenagem existente, a rede de drenagem projetada para o SOF Sul e analisando o funcionamento da lagoa de retenção. O capítulo 6 expõe os uma avaliação crítica sobre os resultados obtidos no capítulo 5, assim como recomendações para futuros trabalhos no local e para outros trabalhos do mesmo escopo.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho consiste em verificar a possibilidade de ampliação na rede de contribuição de drenagem para a já existente lagoa de retenção do Guará inserida no Parque Ezechias Heringer.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral, alguns objetivos específicos foram propostos e atingidos:

- Dimensionar uma rede de drenagem para o Setor de Oficinas Sul (SOF Sul).
- Analisar a possibilidade de utilização de parte da atual lagoa de retenção para receber a contribuição gerada pela nova rede projetada.
- Dimensionar uma nova lagoa de retenção para o SOF Sul, por não haver cota para lançamento na lagoa existente, avaliando diferenças em dimensionamentos por diferentes abordagens.
- Analisar a capacidade de amortecimento das lagoas (atual e a nova) para a área de contribuição existente hoje e para o SOF Sul.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 HIDROLOGIA URBANA

A vazão de um rio é função principalmente do escoamento superficial e do escoamento de base na bacia hidrográfica. Por ser custoso e necessário certo conhecimento técnico para medir a vazão diretamente, usa-se normalmente a curva chave como medição indireta. O escoamento superficial pode ser descrito em termos da precipitação na bacia, sendo a chuva total que contribuiu para o local, subtraída da infiltração, retenção e evaporação (Maidment, 1993).

Existe uma relação direta entre a qualidade da água em um corpo d'água e a bacia hidrográfica em que está inserida. Mesmo em condições naturais, preservada e sem nenhum contato antrópico, a bacia vai alterar a qualidade de água no corpo receptor pelo escoamento superficial que carregará o solo, folhas e quaisquer impurezas existentes. Essa piora é acentuada com a urbanização devido a lançamentos de poluentes pontuais, como esgotamento sanitário, ou difusos, como agrotóxicos (Von Sperling, 2014).

Estudos hidrológicos na área de drenagem urbana tem como base séries históricas de precipitação e vazão para tentar avaliar a probabilidade de determinada chuva crítica ser igualada ou superada (ADASA, 2018). Conceitos da bacia hidrográfica são importantes para entendimento do presente projeto são: tempo de concentração (t_c), tempo/período de retorno (T_R), chuva (ou vazão) de projeto e curva I-D-F.

O tempo de concentração é o maior tempo possível que a água pode percorrer na sua bacia até chegar ao exutório (Canholi, 2014; ADASA, 2018). Não é necessariamente o ponto mais distante, tendo em vista que determinada massa d'água poderá percorrer mais rápido uma distância maior com declividade montanhosa do que uma distância menor com declividade plana. Existem diversas equações para calcular esse tempo como por Kirpich, Ven te Chow, Carter, Cinemático e muitos outros. Não existe uma universal, cada uma pode ser melhor que outra para diferentes cenários a depender da área da bacia, sua impermeabilidade e declividade (Silveira, 2005).

Silveira (2005), comparou diversos métodos em diferentes bacias (29 rurais e 32 urbanas) com diferentes áreas, declividades e comprimentos de talvegue e chegou à conclusão de que para

bacias urbanas, o método do Carter (equação 3.2) foi o mais recomendado para áreas de até 1.100 ha – próximo à área de estudo. O segundo melhor método aplicável a Lagoa do Guará foi o de Kirpich (equação 3.3) que, apesar de ter sido criada para bacias rurais, possui resultados válidos para bacias urbanas com áreas até 2.700 ha.

Para conseguir esses resultados, é necessário um MDT (modelo digital de terreno) da região estudada (para que se possa calcular a declividade). O manual de drenagem urbana da ADASA (2018) recomenda a utilização do método cinemático para áreas urbanas (equação 3.1), sugerindo um tempo de entrada (t_e) entre 10 e 15 minutos, a depender das características de cada projeto.

$$t_c = t_e + \frac{1}{60} \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (\text{Equação 3.1})$$

$$t_c = 5,862 \frac{L^{0,6}}{S^{0,3}} \quad (\text{Equação 3.2})$$

$$t_c = 3,978 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (\text{Equação 3.3})$$

Sendo: t_c = tempo de concentração (min);

t_e = tempo de entrada no sistema de drenagem (min);

L_i = Comprimento do trecho i (m);

V_i = Velocidade média do escoamento no trecho i (m/s);

L = Comprimento do talvegue principal ou percurso hidráulico (km);

S = Declividade média do talvegue principal ou percurso hidráulico (m/m).

Segundo Tucci (1993, p. 813) “Período de retorno é o inverso da probabilidade de um determinado evento hidrológico ser igualado ou excedido em um ano qualquer”. Uma chuva com $T_R = 100$ anos infere que, estatisticamente, essa precipitação (ou uma de maior intensidade) pode ocorrer uma vez a cada 100 anos. Isso não é uma afirmação que a chuva irá ocorrer de fato apenas uma vez a cada 100 anos. Ela pode vir a acontecer em 3 anos seguidos ou podem-se passar 200 anos sem que ela ocorra (ADASA, 2018). Este tempo é dado pela Equação 3.1.

$$T_R = \frac{1}{P} \quad (\text{Equação 3.4})$$

Sendo: T_R = Tempo de Retorno (anos);

P = Probabilidade de determinado evento ser igualado ou superado.

Uma chuva, ou vazão, de projeto cria determinado sistema assumindo certo risco – sempre há algum risco envolvido. A análise de drenagem é para amortecer vazões de pico (o valor máximo em determinado hidrograma). Como o planejamento do sistema é feito com base na chuva de pico, ele operará com segurança para quaisquer precipitações menores que a sua chuva de projeto (Canholi, 2014).

A curva IDF é construída a partir de dados históricos de precipitação. Ela é a relação entre intensidade de chuva “ i ” (mm/h) e sua duração (min). São construídas múltiplas curvas IDF para diferentes valores de T_R (Canholi, 2014; Butler *et al*, 2018). Cada estação pluviométrica possui suas próprias curvas. Para determinar a precipitação em determinada região pode-se usar uma curva IDF representativa do local, ou outros métodos como média aritmética, polígonos de Thiessen e diferença dos mínimos quadrados. Essas outras opções consistem em utilizar dados de pluviômetros ou pluviógrafos (medem precipitação) próximos à bacia para estimar quanto choveu nela. Apesar desses métodos serem mais representativos, é necessária uma série longa e confiável – algo difícil na realidade.

3.2 DRENAGEM URBANA

Mesmo que seja criado um sistema de drenagem que consiga resolver os alagamentos locais, o ciclo hidrológico na região é modificado. A retirada da cobertura natural e construção de áreas impermeáveis diminui a evapotranspiração, trazendo um aumento na temperatura e diminuição da umidade do ar, assim como atenua a infiltração no solo – causando um aumento do escoamento superficial e rebaixamento do nível do lençol freático. Ocorre também um aumento da velocidade deste escoamento, pelas galerias construídas, resultando em um menor tempo de concentração da bacia hidrográfica (ADASA, 2018). A modificação desse balanço hídrico é representada abaixo na Figura 3.1.

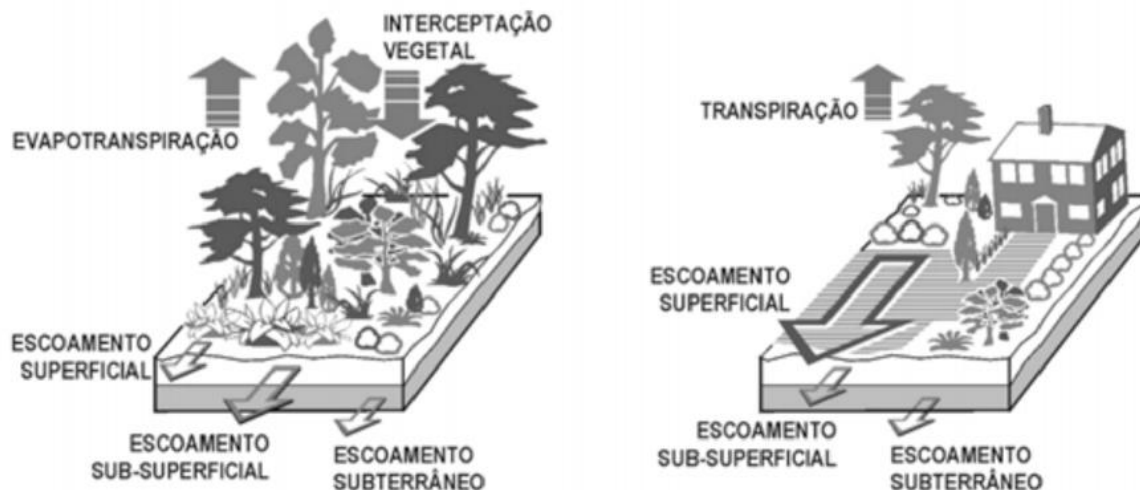


Figura 3. 1 – Modificação do balanço hídrico com a urbanização (ADASA, 2018)

O processo de urbanização cria um aumento da impermeabilização do solo fazendo com que tenha menos infiltração no solo causando um aumento no volume do escoamento superficial. Faz-se necessária a criação de sistemas de drenagem para evitar problemas como inundações e erosão dos terrenos (Botelho, 2011; Canholi, 2014). Por Baptista *et al* (2011) ainda no século XIX, “evidenciou-se o papel sanitário das águas pluviais na transmissão de diversas doenças”, aumentando a importância de sistemas para drenagem urbana.

Além dos impactos já mencionados na alteração do ciclo hidrológico, o processo de urbanização trará também a aceleração de processos erosivos devido ao aumento de velocidade da massa d’água nos corpos hídricos assim como o aumento do assoreamento (causado pelos sedimentos originados pela erosão do solo) – esta última sendo agravada na presença de resíduos sólidos não coletados na superfície da bacia (ADASA, 2018). O aumento do volume de água escoada resultará ainda em um aumento na carga de poluentes enviadas ao sistema aquático (Luk, 1999).

Percebe-se pela Figura 3.2 que o pico da vazão com a urbanização sem as devidas medidas de controle é muito maior do que o hidrograma de pré urbanização. Ele também chega mais rápido do que antes da urbanização pois as áreas impermeabilizadas aceleram a velocidade da massa d’água. A área embaixo da curva – correspondente ao volume de água escoado superficialmente – também é maior nesse caso. Isso se deve pela impermeabilização de áreas que antes serviam para infiltração. Com as medidas de controle, o hidrograma não retornará para sua forma antiga,

o volume de água escoada superficialmente ainda será maior. O principal objetivo dessas soluções é fazer com que a vazão máxima seja a mesma caso não houvesse urbanização.

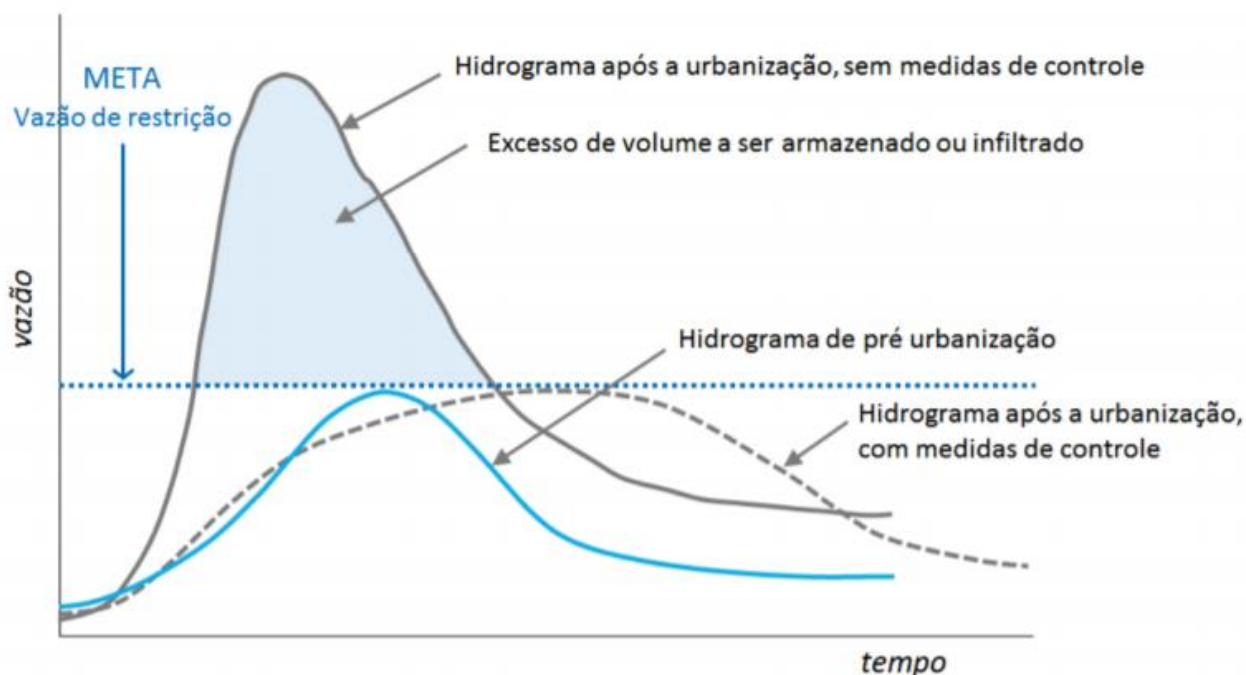


Figura 3. 2 – Variação do comportamento da vazão com e sem a urbanização (ADASA, 2018)

Antigamente o mais importante era apenas solucionar o problema com uma visão local – tendo o objetivo de afastar da cidade o mais rapidamente possível a onda de cheia. Porém esses sistemas, chamados de clássicos, tendem apenas a transferir o problema à jusante. Assim, é preferível a utilização de soluções localizadas obtidas com sistemas alternativos que se utilizam da bacia hidrográfica como estudo, tratando das águas pluviais de forma conjunta com o ordenamento urbano (Baptista *et al*, 2011; Canholi, 2014).

Pode-se tentar melhorar os impactos negativos causados pela urbanização de diversas maneiras distintas, essas sendo estruturais, como obras de engenharia, ou não estruturais, como exemplo educação ambiental, regulamentação, fiscalização e outros (Canholi, 2014). O foco do presente texto é a análise de medidas estruturais, especificamente lagoas de amortecimento, em um local que já possui rede de drenagem e planos diretores. Por isso, as medidas não estruturais não serão discutidas com grande profundidade, apesar de serem de extrema importância e essenciais para uma boa gestão das águas pluviais discutida posteriormente.

É possível dividir o sistema de drenagem em três grandes áreas: controle na fonte, microdrenagem e macrodrenagem (ADASA, 2018). Controle na fonte são sistemas com mecanismos de armazenamento temporário (amortecimento) e/ou infiltração que irão amenizar o problema próximos aonde foram gerados – podendo ser valas, poços, pavimentação porosa e outros. A microdrenagem é composta pelas sarjetas, bocas de lobo e tubulações com diâmetros menores. Macrodrenagem recebe a vazão de redes de microdrenagem; são os canais, galerias e tubulações com diâmetro maiores (Baptista *et al*, 2011; ADASA, 2018).

Sistemas de drenagem urbana são planejados e construídos com base em um tempo de retorno específico e, portanto, não são feitos para conter todo e qualquer evento pluviométrico. Grandes chuvas causam grandes inundações – que nem sempre ocorrem por alguma falha no planejamento. Caso uma chuva com T_R de 50 anos aconteça em um sistema projetado pensando em um T_R de 10 anos, haverá uma inundação. Tomadores de decisão devem analisar qual o risco aceitável a ser tomado e como se preparar para tais eventos – que estatisticamente vão acontecer em algum ponto (Debo e Reese, 2003).

Um fenômeno importante em drenagem urbana é o “*first-flush*”. Este, também podendo ser chamado como “primeira carga de lavagem”, está relacionado à hipótese de que existe uma maior concentração dos poluentes na primeira parte de um escoamento superficial. Esse efeito tem sido observado mais comumente em bacias menores e quando a bacia é altamente impermeável, como em áreas residenciais ou comerciais. O *first-flush* pode variar muito entre bacias, até mesmo quando essas tiverem características similares. Por isso, idealmente, sua ocorrência e magnitude devem ser verificadas por área de estudo, e não de uma maneira genérica (Deletic, 1998; Maestre e Pitt, 2005; Ferreira, 2008; Righetto, 2009).

É importante notar que o *first-flush*, é um fenômeno importante na gestão das águas urbanas. Devendo então ser verificado e quantificado para que seja possível analisar quais serão as técnicas mais apropriadas quando pensando na problemática relacionada a qualidade da água e não apenas de quantidade – como é a realidade atual do Brasil. Quando esse conceito for integrado corretamente, é possível reduzir os sólidos em suspensão, a contaminação microbiológica, a DBO e a DQO do escoamento superficial de um sistema de drenagem urbana (Deletic, 1998; Ferreira, 2008).

3.2.1 Drenagem Urbana no Distrito Federal

O Distrito Federal está na cabeceira de três regiões hidrográficas e sete bacias hidrográficas: Rio Descoberto, Lago do Paranoá, Rio São Bartolomeu, Rio Corumbá e Rio São Marcos pertencentes à Bacia do Rio Paraná; Bacia do Rio Preto pertencente à Bacia do Rio São Francisco; e o Rio Maranhão pertencente à Bacia Tocantins-Araguaia. Essas últimas sendo subdivididas em unidades hidrográficas (ao total são 41 no DF). Essas bacias são classificadas pela ANA como sendo trechos críticos (Camargo, 2016 *apud* ADASA, 2018). Por esses motivos, a análise de qualidade da água no DF é essencial para que essa mesma seja preservada.

Toda a concepção e critérios usados na drenagem do distrito federal devem seguir as recomendações e diretrizes dos órgãos responsáveis, como o manual de drenagem urbana da ADASA (2018), o Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU (GDF, 2009) e o termo de referência e especificações para elaboração de projetos de sistemas de drenagem pluvial no Distrito Federal da NOVACAP (2019).

A ADASA é o órgão competente para a outorga do lançamento de águas pluviais no DF. Na resolução 09/2011 estão os procedimentos gerais para obtenção desta outorga. É explícito que o T_R utilizado será de 10 anos e que a vazão específica do lançamento dessas águas está limitada pelo valor de 24,4 L/(s·ha) salvo casos excepcionais – aonde deverá ser atestado a capacidade do corpo hídrico de receber outros valores de vazão. Também é comentado sobre reservatórios de quantidade da água e da qualidade, assim como seus equacionamentos e observações gerais – comentadas no presente texto na metodologia.

Para a rede de microdrenagem ou macrodrenagem em si, o termo de referência para elaborações de projetos de drenagem pluvial no DF (NOVACAP, 2019) recomenda alguns parâmetros de projeto – estes foram compilados e estão apresentados na Tabela 3.1. Alguns outros parâmetros não possuem um valor exato, como declividade mínima. Nesse caso específico, isso ocorre, pois, a declividade precisa apenas garantir uma velocidade maior que a velocidade mínima (existente para evitar a deposição de sedimentos no sistema) e menor que a velocidade máxima, para evitar erosões.

Tabela 3. 1 – Parâmetros para projetos de drenagem pluvial recomendados pela NOVACAP

Diâmetro mínimo da rede	600 mm
Velocidade mínima (tubos, canais, galerias)	1,0 m/s
Velocidade máxima (redes, canais, galerias)	6,0 m/s
Distância máxima entre poços de visita (áreas urbanas)	60 m
Coeficiente de rugosidade de Manning (tubos)	0,015
Coeficiente de rugosidade de Manning (canais e galerias)	0,013
Tirante máximo (seção plena)	0,82 * diâmetro
Tirante máximo (galeria)	0,90 * diâmetro

A apresentação de um projeto formal a NOVACAP deve ser feita com diversos itens, como memorial descritivo com cálculos do dimensionamento, plantas parciais e plantas gerais das áreas de contribuição e do sistema entre outros (NOVACAP, 2019).

3.2.2 Bacias de amortecimento de cheias

Existem diversas técnicas compensatórias a serem aplicadas como solução aos problemas de drenagem urbana. Algumas dessas sendo bacias de amortecimento de cheias, pavimentos porosos, telhados verdes, trincheiras e valas (Baptista *et al*, 2011). Tais bacias também são conhecidas, e referidas nesse texto, como “lagoas”. A principal função desses dispositivos é a retenção ou retardo de parte do volume escoado. Segundo Canholi (2014), “o dimensionamento dos dispositivos de controle deve estar adequado ao sistema de drenagem local já instalado”.

Como o objetivo do presente trabalho é analisar a possibilidade de ampliação do uso da lagoa de retenção já existente no Guará, esta técnica compensatória de lagoas foi mais detalhada. Lagoas de amortecimento de cheias podem ser de retenção, detenção ou infiltração e são descritas como medidas de retenção a jusante. Possuem como função abater altas vazões de pico e então amortecer as cheias geradas via o armazenamento temporário. Podem também reduzir o volume do escoamento superficial (devido à infiltração) e a poluição difusa (Baptista *et al*, 2011; Maidment, 1993).

Lagoas de infiltração possuem como função infiltrar toda a água retida sem um dispositivo de saída. Lagoas de retenção contém um volume razoável de água por longos períodos, esse nível de água oscila durante períodos chuvosos e de estiagem – decantando partículas sólidas e reduzindo a carga poluidora. Apesar de existir infiltração nela também, haverá um mecanismo

de saída. Já bacias de retenção geralmente permanecem secas entre chuvas, mas retêm um grande volume de água durante e logo após as chuvas. Todas as lagoas devem ter algum dispositivo de saída para eventos emergenciais, usualmente é usado um vertedouro. São amplamente usadas como forma de gestão de águas pluviais urbanas, tipicamente para eventos únicos de inundação, como aqueles com T_R de 100 anos (Maidment, 1993; Canholi, 2014).

As lagoas de amortecimento podem ser separadas segundo Canholi (2014) em: “reservatórios on-line e off-line. Reservatórios on-line encontram-se na linha principal do sistema. Já reservatórios off-line, retêm volumes de água desviados da rede de drenagem principal quando ocorre a cheia”. Reservatórios offline necessitam de um volume menor para uma mesma performance que o online, porém o sistema para eventos emergenciais (vertedouros, por exemplo) é mais complexo, assim como sua autolimpeza – fazendo com que a manutenção seja mais importante (Butler *et al*, 2018).

Lagoas de retenção são consideradas como sendo uma boa prática de manejo, ou BMP (“*Best Management Practices*”) por reduzir a poluição das águas pluviais. Existem diferentes recomendações para o tempo de retenção. Por Virginia Cooperative Extension (2013) esse tempo é de 12 a 24 h e por Maidment (1993) de 24 a 60 h, para remoção eficiente de poluentes e sedimento. Segundo o PDDU (2009), deve ser menor que 12 h para controle da proliferação de insetos. A ADASA (2018) sugere 24 h para melhoria da qualidade da água (retenção de sedimentos e poluentes), mas reconhece que para um controle de vetores nocivos, deve-se seguir o PDDU – 12 h.

As lagoas servem para diminuir a carga de poluentes pois ao diminuir a velocidade do escoamento (amortecimento), elas permitem a sedimentação de sólidos suspensos e outros poluentes – sendo então acumulados no fundo da bacia (LUK, 1999). As lagoas de retenção têm mostrado um potencial para a redução de microplásticos também, sedimentando eles ou os retendo por vegetação, podendo apresentar remoção comparável à de materiais particulados (OLESEN *et al*, 2019).

É recomendado que lagoas de retenção, Figura 3.3, tenham declividade de até 3:1, salvo casos excepcionais, e são usadas normalmente para chuvas com T_R de 10 anos e chuva com duração de 24h (Vermont, 2017). Porém, às vezes, são usadas para prevenir uma chuva com T_R de 100

anos. Apesar de serem limitadas no sentido de remover poluentes, fazem sua função de controle de quantidade de água muito bem, especialmente para áreas maiores que 10 ha. Devem estar acima do nível da água do local – para que não haja contato, e possível poluição, com o lençol freático. A manutenção, principalmente no interior da bacia, é algo crítico e deve ser feito ao menos uma vez ao ano (Mass, 2017). O manual da ADASA (2018) sugere fazer vistorias em lagoas de detenção uma vez ao mês, e fazer manutenção preventiva duas vezes ao ano, seguindo também vistorias ou manutenções sob demanda – como após uma chuva intensa.

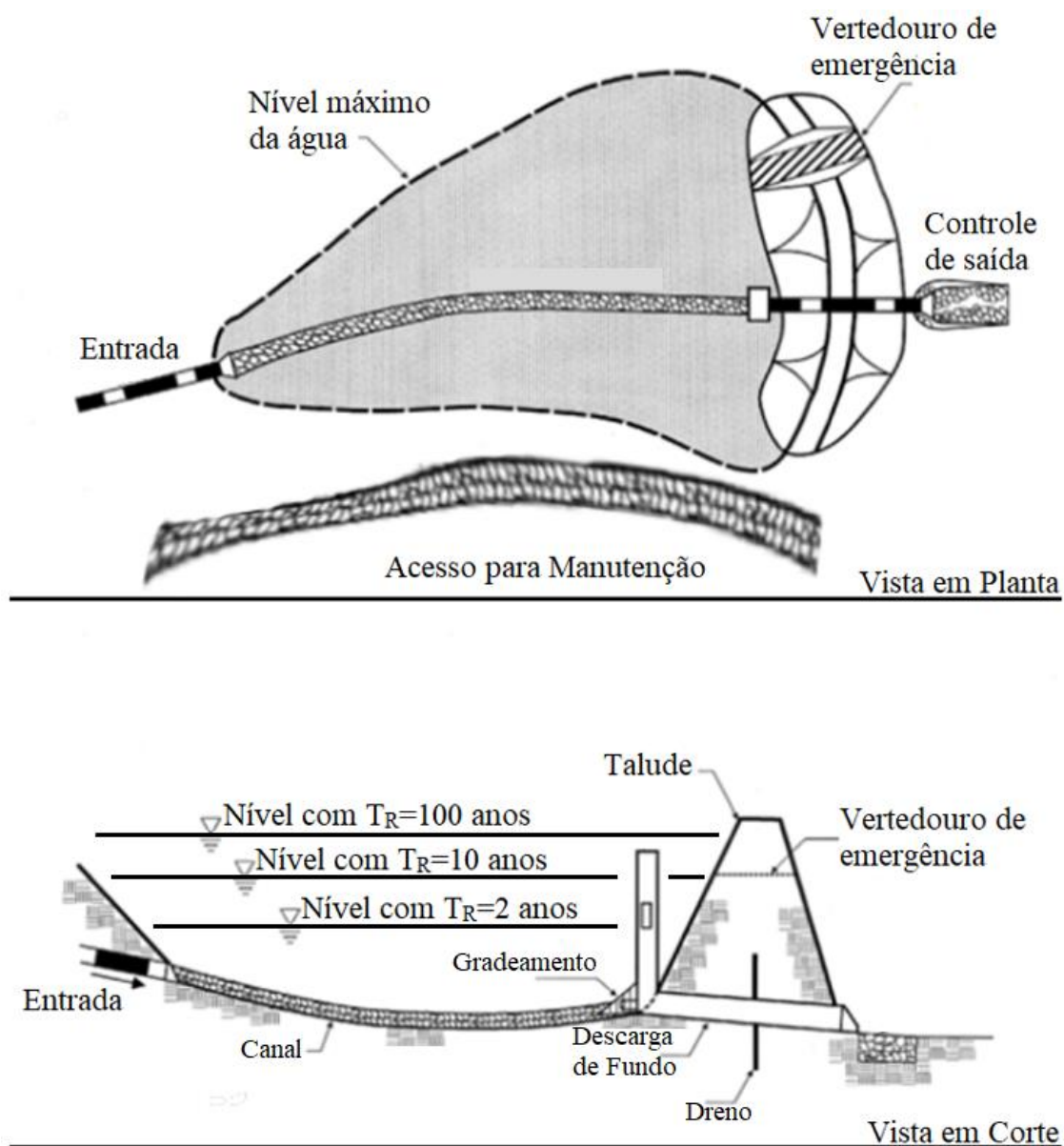


Figura 3. 3 – Esquema de uma lagoa de detenção em perfil e corte (modificado – Vermont, 2017)

Lagoas de retenção não são bem aceitas pela comunidade, efeito também conhecido como NIMBY (“*Not In My BackYard*” – não no meu quintal). Por não terem uma estética agradável, seus efeitos positivos como controle de inundação são tidos como menos importantes do que o caráter visual e recreativo do local. Portanto, é válido o projeto de uma lagoa de usos múltiplos. Essas lagoas são integradas com um lado recreacional – um parque com campo aberto, quadras para esporte ou apenas um espelho d’água permanente por exemplo. Assim, a aceitabilidade do público aumenta, assim como a valorização do mercado imobiliário na região (Lee e Li, 2009; Baptista *et al*, 2011).

De um ponto de vista econômico essas lagoas de uso múltiplo podem fazer muito sentido. Brasília possui em média o m² mais caro do país (Metrópoles, 2016; Estadão, 2017) e a lagoa do Guará está localizada no limite da delimitação entre o Guará e o Plano Piloto – um lugar com alto valor imobiliário. Esse pensamento segundo Baptista *et al* (2011):

“torna viável a valorização do espaço para outros fins urbanos, e com isso, a diluição, ao menos parcial, dos investimentos em infra-estrutura. O mesmo pode se dar com relação à organização do trabalho e à divisão de custos de manutenção, por exemplo, entre os serviços técnicos municipais de drenagem pluvial e de parques e jardins.”

Porém deve ser feita uma fiscalização rigorosa no local para que a lagoa não seja prejudicada, às vezes pelo excesso de urbanização.

Existem problemas relacionados ao uso múltiplo das lagoas também. Devido ao clima existente na região, quente e seco – comentados em maior detalhe na seção 4.1.5, e a baixa quantidade de infraestruturas existentes voltadas para o lazer e esporte, um dos usos mais populares das lagoas de retenção por parte da população é para a natação, mesmo quando tal prática é proibida. Isso é um problema de saúde coletiva, devido ao risco de contaminação (pois a água não possui qualidade para contato direto) e pelo risco de afogamento, principalmente próximo às estruturas hidráulicas em um momento de alta descarga. Portanto, apesar de poder ser interessante a construção desses tipos de lagoas, seu planejamento, operação e manutenção é mais complexo (Nascimento *et al*, 1999).

3.3 MODELAGEM

Será comentado sobre métodos e modelos hidrológicos genéricos, dando alguns exemplos sobre diferentes possibilidades e existências deles, assim como seus princípios fundamentais (funcionamento, escolha dos parâmetros, calibração, otimização e verificação do modelo em si). Em seguida é descrito o programa escolhido e utilizado para elaboração do presente trabalho, o PCSWMM.

Modelos se utilizam de simplificações da realidade e não conseguem levar em conta a aleatoriedade presente em um sistema qualquer. Além disso, também existe uma incerteza associada aos dados de entrada e os dados colhidos em campo. Por isso modelos não fazem uma previsão exata do comportamento do sistema, eles são apenas indicativos (Butler *et al*, 2018).

3.3.1 Métodos e modelos hidrológicos

Modelos hidrológicos podem ser uma boa ferramenta para poder entender melhor o comportamento de uma bacia, comparar diferentes cenários e antecipar eventos críticos. Por Tucci (2005) “O modelo é a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-los e buscar suas respostas para diferentes entradas”.

Em todas modelagens, existirão parâmetros a serem definidos – esses são muitas vezes de difícil medição direta e estão sujeitos a estimativas de campo. Para uma escolha ótima dos valores adotados, deve-se fazer uma calibração do modelo. Essa calibração consiste em comparar a aproximação da série composta pelos dados de saída do modelo e a série dos dados observados em campo a fim de otimizar os valores para os parâmetros (Barros *et al*, 2010; Francisco, 2007; Tucci, 2005).

Modelos podem ser caracterizados de diversas maneiras, podendo ser subdivididos em modelos matemáticos, físicos ou analógicos – sendo definições amplas. Como também podem ser mais específicos, sendo classificados como: concentrado ou distribuído, contínuo ou discreto, conceitual ou empírico, estado estacionário ou dinâmico, estocástico ou determinístico e a respeito da linearidade do problema (Tucci, 2005; Von Sperling, 2014).

É importante deixar explícito que qualquer análise hidrológica é apenas uma aproximação. A relação entre uma precipitação em determinada bacia e o escoamento em seu exutório é extremamente complexa. Existem vários métodos hidrológicos disponíveis relacionando chuva e vazão. Alguns exemplos são o método racional, método de Berkeley Ziegler, Método SCS e o método de Santa Bárbara (Debo *et Reese*, 2003).

A representação de fenômenos complexos por modelagem é crucial para o planejamento e gestão dos recursos hídricos. Com esses modelos se entende melhor os processos naturais e pode-se avaliar as respostas do sistema para diferentes cenários (Barros *et al*, 2010). Para as simulações de drenagem urbana os modelos são compostos por, usualmente, dois módulos sequenciais: um hidrológico transformando precipitação em vazão e um hidráulico que mostra como o escoamento se comporta nos canais e condutos existentes na rede de drenagem proposta (Shinma, 2015).

3.3.2 SWMM e PCSWMM

O SWMM (“*Storm Water Management Model*”) é um modelo dinâmico de quantidade e qualidade de água urbanas desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos, US–EPA (“*Environmental Protection Agency*”), na década de 1970. A quinta versão do SWMM é a mais atual, lançada em 2004. São representadas as precipitações, escoamentos superficiais, as rotas de fluxo, locais de armazenamentos – como lagoas de retenção, e qualidade da água durante esse processo. Tudo isso em uma interface prática de ser usada (Irvine *et al*, 2015).

Existe uma integração entre este modelo e informações SIG e CAD. O PCSWMM é um programa criado pela empresa CHI Waters que utiliza o SWMM (Righetto, 2009). No presente trabalho foi utilizado o PCSWMM por ser acoplado a um SIG assim como por sua interface. Esse acoplamento é de extrema importância pois pode trazer informações como declividade e uso e ocupação do solo do local de estudo.

Para determinação de declividade e uso e ocupação do solo, que foram utilizados pelo PCSWMM, foi necessária a utilização de um SIG. A declividade de determinada região é extraída a partir das altitudes desse mesmo, e para isso, é importante diferenciar MDE (Modelo Digital de Elevação), MDT (Modelo Digital de Terreno) e MDS (Modelo Digital de Superfície).

O MDT é a altitude do solo em relação ao mar – usualmente é descrito com tendo a mesma informação que o MDE. Enquanto o MDS é a altitude do ponto mais alto na superfície (altura de prédios, copas de árvores) em relação ao mar, e não do solo (Misra *et al*, 2018; Mousa *et al*, 2017; Mousa *et al*, 2019).

O tipo de modelo usado no presente trabalho é do tipo chuva x vazão – transforma dados de precipitação em determinada bacia hidrográfica em vazão. Segundo Canholi (2014), o SWMM “utiliza uma abordagem distribuída para o cálculo das vazões, integrando a modelagem da microdrenagem e da macrodrenagem”. O modelo consegue dividir a bacia em diversas sub-bacias e então simular o comportamento hidráulico da água percorrendo canais, tubulações, dispositivos de armazenamento em cada uma das sub-bacias.

O SWMM pode ser dividido em quatro módulos (Rossman, 2016), esses sendo representados por:

- Camada atmosférica → Onde ocorre a precipitação;
- Superfície do solo → Onde a água precipitada é evaporada, infiltrada ou se torna escoamento superficial;
- Águas subterrâneas → Onde recebe a água infiltrada;
- Transporte e Tratamento → Onde estão representadas as redes de drenagem, como canais, poços de visita e galerias.

Ele é capaz de considerar diversos aspectos da realidade, tais como: precipitações no tempo, evaporação das águas empoçadas, infiltração nas camadas de solo não saturadas e a percolação desta água até o aquífero assim como a troca de massa d’água entre eles (solo – aquífero). O SWMM também é capaz de manipular redes de drenagem considerando seus diversos aspectos – geometria dos condutos (abertos ou fechados), vertedores, orifícios, remanso, fluxo reverso e alagamento. Por último, o modelo é capaz de estimar as cargas poluentes associadas ao escoamento assim como sua diminuição devido às práticas de BMP (SWMM, 2010).

Para conseguir rodar este modelo de modo satisfatório são necessários alguns dados de entrada, tais como a área de contribuição, declividade, precipitação, tipo de solo, permeabilidade e a capacidade de infiltração do solo. É necessário também informações sobre a rede de drenagem,

como poços de visita com suas cotas e profundidades, nós, condutos, o emissário final e as unidades de armazenamento (todos com seus devidos dimensionamentos). Isso para o modelo calcular toda a parte hidrológica e hidráulica do problema dado (Rossman, 2016; Righetto, 2009). Em relação a etapa de qualidade da água, são necessários dados como uso e ocupação do solo da região e especificidades dos poluentes de interesse (Beling, 2013).

Para o transporte do escoamento, o SWMM usa as equações de Saint Venant, apresentadas na Tabela 3.2, e existem três alternativas: regime uniforme, onda cinemática e onda dinâmica. Regime uniforme é o mais simples, apenas transferindo o hidrograma de cada nó a montante ao nó a jusante, sem perdas e sem variar ao longo do tempo. A onda dinâmica resolve as equações por completo, podendo representar ressaltos hidráulicos, remanso e perdas nas entradas e saídas. A onda cinemática resolve as equações de uma maneira simplificada, é um intermediário entre os outros dois. Com ela, a vazão e área podem variar tanto espacialmente quanto temporalmente no conduto, sendo possível a defasagem do hidrograma na entrada e saída, mas não avalia ressaltos, perdas e outras informações existente. Caso esses efeitos não existam no seu sistema, a onda cinemática é precisa o suficiente para modelagem (Costa, 2013).

Tabela 3. 2 – Equações de Saint Venant (modificado – Costa, 2013)

MODELO	EQUAÇÕES
Regime Uniforme	$\frac{\partial}{\partial t} = 0$
Onda Cinemática	<u>Equação da Continuidade:</u> $\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$
	<u>Equação Simplificada da Quantidade de movimento</u> $gAS_f - gAS_o = 0$
Onda Dinâmica	<u>Equação da Continuidade:</u> $\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$
	<u>Equação da Quantidade de movimento</u> $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f - gAS_o = 0$

Para cálculo do escoamento superficial, o SWMM utiliza métodos de bacias não-lineares e para poder quantificar a infiltração, usa as equações de Horton, Green-Ampt ou SCS (“Soil Conservation Service”). O modelo transporta esse escoamento via canais e pela rede de drenagem existente (Righetto, 2009). O método SCS é muito utilizado por sua simplicidade – é feito com base em um único parâmetro: a Curva Número, usualmente escrito apenas como CN, do inglês, “Curve Number” (Costa, 2013; Souza, 2014; Rosa *et al.*, 2017).

O método SCS, representado pela Figura 3.4, faz o cálculo do escoamento superficial (precipitação efetiva) a partir da equação 3.5. Essa equação é válida se, e somente se, a precipitação for superior ou igual a 20% da capacidade de amortecimento (abstração inicial). Caso o contrário a vazão será igual a zero. A precipitação é obtida com base no hietograma criado com a IDF de Brasília – seguindo as recomendações da ADASA (2018), do PDDU (2009) e da resolução 09/2011 da ADASA. A capacidade de armazenamento (“S”) é calculada a partir do CN como mostrada na equação 3.6.

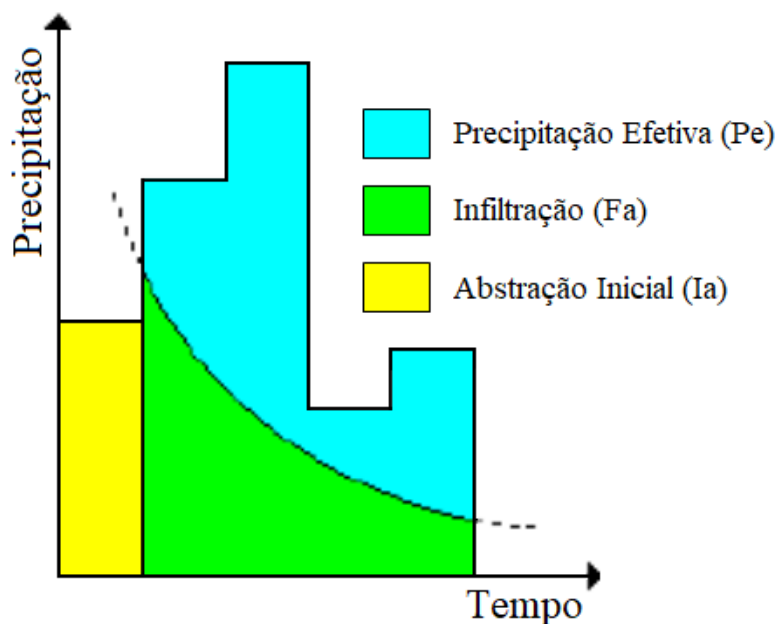


Figura 3. 4 – Comportamento do método SCS (modificado – COSTA, 2013)

$$Q = \frac{(P-0,2*S)^2}{P+0,8*S} \quad \text{(Equação 3.5)}$$

$$S = 25,4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad \text{(Equação 3.6)}$$

Sendo: Q = Escoamento superficial ou precipitação efetiva (mm);

S = Capacidade de armazenamento do solo (mm);

P = Precipitação total (mm);

CN = Curva número (adimensional).

O CN é um parâmetro adimensional e dependente do uso e ocupação do solo, o tipo de solo e a condição de umidade prévia a precipitação em questão. Esse parâmetro pode variar entre 0, onde $S=P$, e, portanto, o solo possui capacidade de armazenamento para toda a precipitação (independentemente de seu valor) e 100, onde $S=0$, e o solo se comporta como sendo completamente impermeável.

Existem três condições antecedentes de umidade, dispostas e esclarecidas na Tabela 3.3. Usualmente é assumida a condição II, e é para essa condicionante que as tabelas seguintes estão adaptadas. Caso queira usar as outras condições, é aplicado uma correção no valor do CN, por meio de equações ou tabelas encontradas na literatura.

A Tabela 3.4 mostra as classificações dispostas por Tucci (1995) para os diferentes grupos hidrológicos do solo (tipos de solo). Solos arenosos irão ter um valor de CN menor do que argilosos pois possuem pouca capacidade de retenção da água. A variação do CN com base em algumas formas de uso e ocupação do solo e do tipo de solo em que se encontram está disposta na Tabela 3.5 (Hawkins *et al*, 2009). Nessa tabela estão apenas os valores presentes na análise da área de estudo.

Tabela 3. 3 – Condições de umidade para cálculo do CN (modificado – Tucci, 1995)

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

Tabela 3. 4 – Classificação dos grupos hidrológicos dos solos (modificado – Tucci, 1995)

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

Tabela 3. 5 – CN para diferentes tipos de solo e sua ocupação (modificado – Righetto, 2009)

Ocupação do Solo		Tipo de Solo			
		A	B	C	D
Áreas Florestadas	Pouca Cobertura	45	66	77	83
	Grande Cobertura	25	55	70	77
Parques e Jardins	50 a 75% de área gramada	49	69	79	84
	75% de área gramada	39	61	74	80
Áreas Residenciais	30% de área impermeável	61	75	83	87
	65% de área impermeável	77	85	90	92
Áreas Industriais	72% de área impermeável	81	88	91	93
Áreas Comerciais	85% de área impermeável	89	92	94	95
Áreas Impermeáveis	(como pavimento com drenagem)	98	98	98	98

Por último, para a qualidade de água, o SWMM considera cada conduto e nó de armazenamento como um tanque de mistura com fluxo permanente. A concentração de um poluente ao final do conduto é tida pela integração da equação de conservação de massa. Para os valores de vazão, ou quaisquer grandezas que variem ao longo do tempo, são utilizados valores médios. Para a quantificação em nós que não possuem volume, porém, a qualidade da água que sai do nó é uma média ponderada das concentrações que entram nesse nó e seus respectivos volumes da massa de água (Rossman, 2016).

3.4 GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS

A gestão e o manejo de águas pluviais continuam a evoluir fortemente nos últimos dois séculos. Soluções foram evoluindo desde a criação de valas para águas de drenagem, a idealização de sistemas separadores de esgoto e águas pluviais até a criação de métodos e modelos (hidrológicos e hidráulicos) para auxiliar nas decisões. Com o tempo, percebe-se que apenas evitar inundações e enchentes não é o suficiente, mas deve-se olhar para a bacia hidrográfica

como um grande sistema ecológico com vida e que a qualidade desta água também é importante. Se faz necessária uma gestão de águas pluviais onde o foco deve ser a criação de sistemas sustentáveis – que conversem com a expansão urbana (Debo e Reese, 2003).

Pela ADASA (2018), “o gerenciamento e o manejo dos recursos hídricos são atividades essenciais para o convívio harmônico da cidade com suas águas, condição básica para o desenvolvimento saudável da vida humana”. O principal objetivo das obras de drenagem urbana no Brasil ainda é o controle quantitativo das enchentes. Mas sabemos que isso é apenas uma parte do problema, devendo concentrar também na parte de qualidade da água (Canholi, 2014).

Um programa de gestão de águas pluviais tem como interesse manter as pessoas longe do corpo d’água – mantendo um zoneamento, estruturas de mitigação, entre outros. Assim, a água não chegará às pessoas – haverá uma região naturalmente alagável, não chegando às cidades e casas. Além de proteger as pessoas (devendo ser o principal foco), é importante fazer isso enquanto se protege ou melhora o meio ambiente (Reese, 2003).

Para essa gestão tendo em vista a qualidade da água, devem-se saber os diferentes tipos de possível poluição do corpo hídrico: poluição por uma fonte pontual ou por fontes não pontuais/difusas. As cargas pontuais são provindas do lançamento de esgoto no corpo hídrico (sendo ele *in natura* com uma alta carga poluente ou como o efluente de uma ETE tendo uma carga bastante reduzida). Já poluição difusa ocorre em toda uma região, a poluição é levada pelo seu sistema de drenagem urbana. Assim, o seu sistema tem uma grande importância para a redução da poluição do corpo hídrico no que diz respeito a cargas não pontuais (ADASA, 2018).

Existem diversas terminologias e abordagens para uma gestão das águas pluviais. Podem ser definidas como BMP (boas práticas de manejo), LID (desenvolvimento de baixo impacto) e muitos outros nomes e abreviaturas. Porém diferenciar essas diferentes práticas não é tão simples, suas próprias definições podem ser muitas vezes similares. Existe também a barreira linguística em traduzir e usar corretamente cada uma delas (Fletcher *et al*, 2015). À medida que existe um avanço nas tecnologias e sistemas, os nomes também sofrem alterações. Um exemplo disso são os BMP, que estão agora sendo chamados de SCM, traduzido como medidas de controle de águas urbanas (Butler *et al*, 2018). As próprias lagoas de retenção podem ser definidas como BMP, LID, SCM e SUDS.

Um outro lado importante para ser analisado na gestão de águas pluviais é acerca da totalidade dos serviços de saneamento. Existe uma parte dos resíduos sólidos, da água para consumo humano e das águas residuárias que afetam diretamente seu sistema drenagem. Portanto, para uma gestão efetiva, não basta olhar para a drenagem urbana de maneira isolada, mas sim englobando todos os aspectos que a afetam, como mostrado na Figura 3.5 (ADASA, 2018).

Pela Figura 3.5 se observa que uma gestão deve levar em consideração o esgoto e resíduos sólidos também. Quando uma região não tiver 100% de esgoto coletado – a realidade brasileira é que apenas 55% da população tem seu esgoto tratado (ANA, 2017) – o esgoto não coletado irá para a sua rede de drenagem e acabará poluindo o corpo hídrico. O mesmo ocorre com resíduos sólidos, aquele que não é coletado tende a ir para o sistema de drenagem com a chuva. Portanto isso deve ser pensado na concepção e gestão das águas urbanas. Um exemplo é colocar um gradeamento na entrada ou saída das lagoas de retenção para reter o lixiviado.

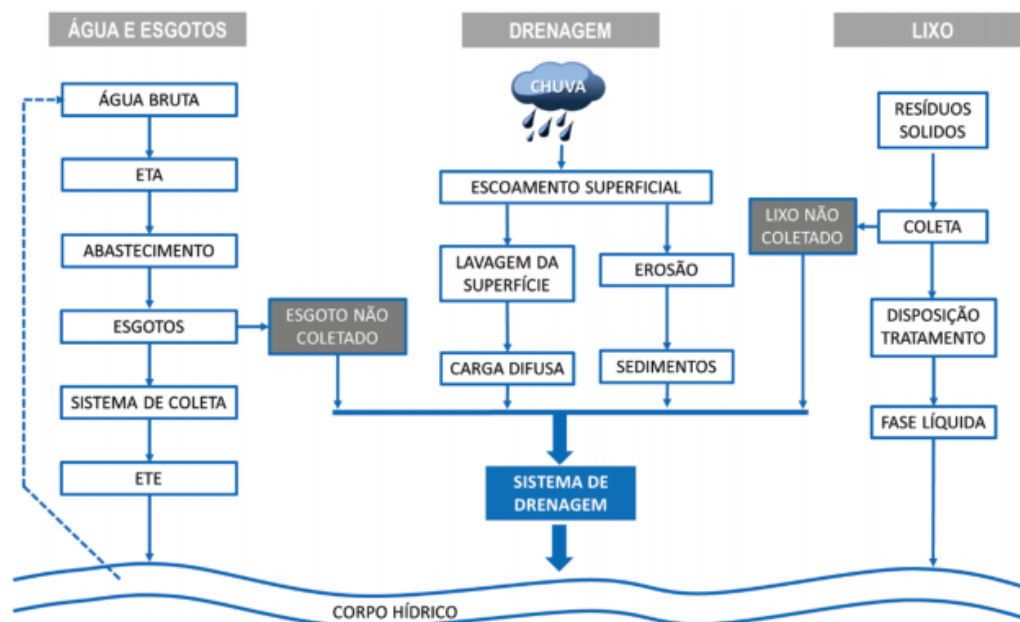


Figura 3. 5 – Impactos dos diferentes serviços de saneamento no sistema de drenagem e no corpo hídrico (ADASA, 2018)

Outra problemática existente é em relação a quantidade de óleos e graxas presentes na água. Em locais aonde esse valor é expressivo, como uma região com diversas oficinas (SOF Sul) ou em locais de corridas automotivas (autódromos), o escoamento superficial fará a lavagem dessa

superfície, transportando esta carga de óleo até o corpo hídrico. Essa poluição gerará problemas ambientais e possíveis problemas legais também caso a carga poluidora não esteja de acordo com os padrões determinados pela CONAMA 430/2011.

Para o lançamento de óleos e graxas na rede de drenagem a legislação vigente deve ser analisada. A legislação brasileira que define a classificação e enquadramento dos corpos de água superficiais é a Resolução CONAMA n° 357/2005, e atesta que os óleos e graxas devem estar virtualmente ausentes para corpos hídricos de classe 2 – como é o caso do córrego do Guará (aprovada pelo CRH na resolução n° 2 de 2014). Já a resolução CONAMA 430/2011 dispõe sobre os padrões permitidos para o lançamento de efluente e, para tais, os óleos minerais devem estar em concentração até 20 mg/L e óleos vegetais e gorduras animais até 50 mg/L. Isso sendo responsabilidade das próprias oficinas presentes no local, e não do GDF (a este cabe a fiscalização para confirmar se os limites estabelecidos estão sendo respeitados).

Além de águas residuárias, óleos e graxas que podem ser encontradas no sistema de drenagem (principalmente pelo local de estudo), existe também um problema que vem sendo discutido com maior vigor atualmente – os microplásticos. Estudos mostram que existe uma grande quantidade de microplástico entrando nos ecossistemas pelo escoamento das áreas urbanas e sua remoção é, atualmente, um assunto cada vez mais relevante (OLESEN *et al*, 2019).

4 METODOLOGIA

Para a composição do presente trabalho separou-se a metodologia em três etapas. A primeira é a caracterização da área de estudo, a segunda é a organização dos dados para modelagem dentro do PCSWMM e a última é a análise de diferentes cenários. Essa metodologia está mostrada na 4.1. A parte referente à “área de estudo” utiliza dados brutos, obtidos pelo Geoportal ou do LiDAR (curvas de nível), e faz um tratamento deles, construindo mapas e determinando o tempo de concentração das bacias. A parte do “PCSWMM” consiste em utilizar esses dados tratados para poder criar um modelo utilizável do PCSWMM. Finalmente, esse modelo é utilizado para rodar diferentes cenários e gerar resultados passíveis de interpretações.

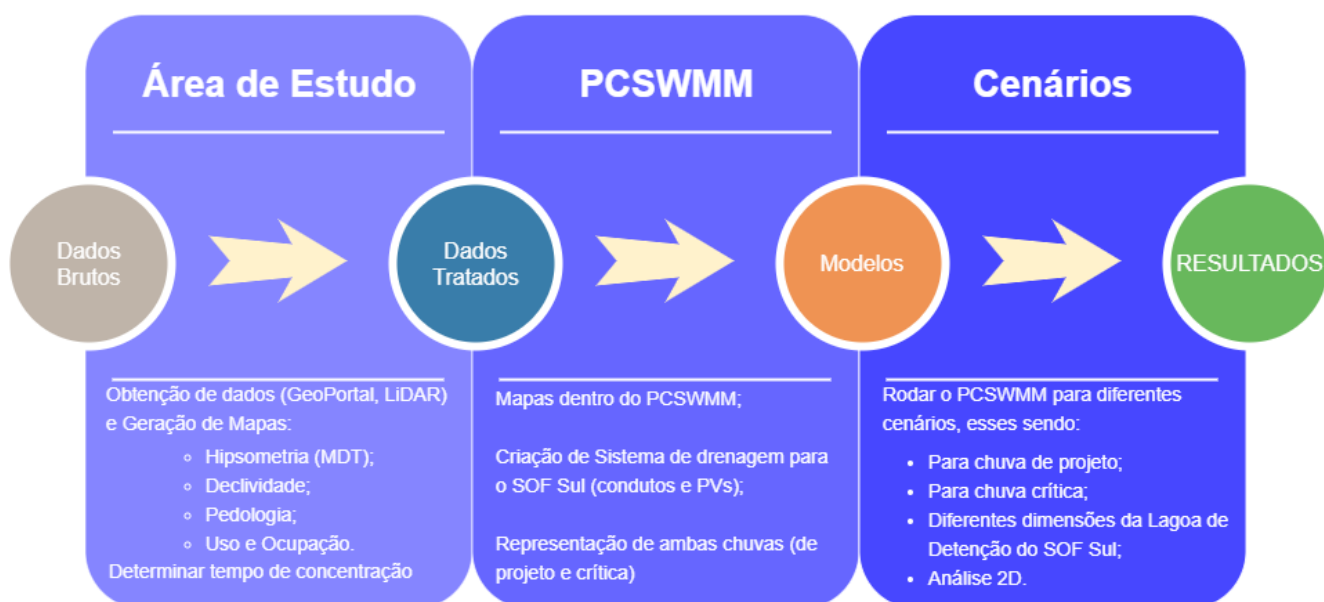


Figura 4. 1 – Fluxograma das etapas gerais da metodologia

A caracterização da área de estudo é mais bem detalhada na Figura 4.2. Fez-se um estudo prévio da região, para determinar características e o comportamento da área, inclusive redes de drenagens existentes. Depois elaborou-se um estudo mais detalhado referente às áreas de contribuição – tanto existente quanto a de ampliação. Em cada uma dessas é analisado o MDT, a partir dele é possível calcular os tempos de concentração de cada bacia, assim como suas respectivas declividades. Os tipos de solo e o uso e ocupação desse mesmo são usadas para determinar o CN (“*Curve Number*”) que é utilizado na modelagem dentro do PCSWMM.



Figura 4. 2 – Etapas da metodologia usada para caracterização da área de estudo

Para viabilidade do projeto, é importante verificar as cotas de cada poço da rede de drenagem das áreas de ampliação (devem ter altitude suficiente para conseguir lançar a água drenada na entrada da lagoa).

A parte de modelagem seguiu as etapas da Figura 4.3. Usam-se os dados obtidos pela caracterização da área de estudo assim como dados de precipitação (tanto a de projeto quanto a crítica). É caracterizada a rede de drenagem da bacia, sendo constituída principalmente por condutos, galerias e poços de visita. A rede é subdividida em áreas menores de contribuição. Com esses dados de entrada, o modelo é simulado para verificação de áreas com alagamento e capacidade de amortecimento da lagoa. Foram dimensionadas lagoas de qualidade e quantidade para o SOF Sul, ao verificar sua inviabilidade de contribuição para a atual lagoa de retenção. E, para a análise 2D, foram necessários definir os limites da modelagem, possíveis obstruções, o MDT da região e o tipo de integração 1D-2D, descrita com mais detalhes na seção 4.2.4.

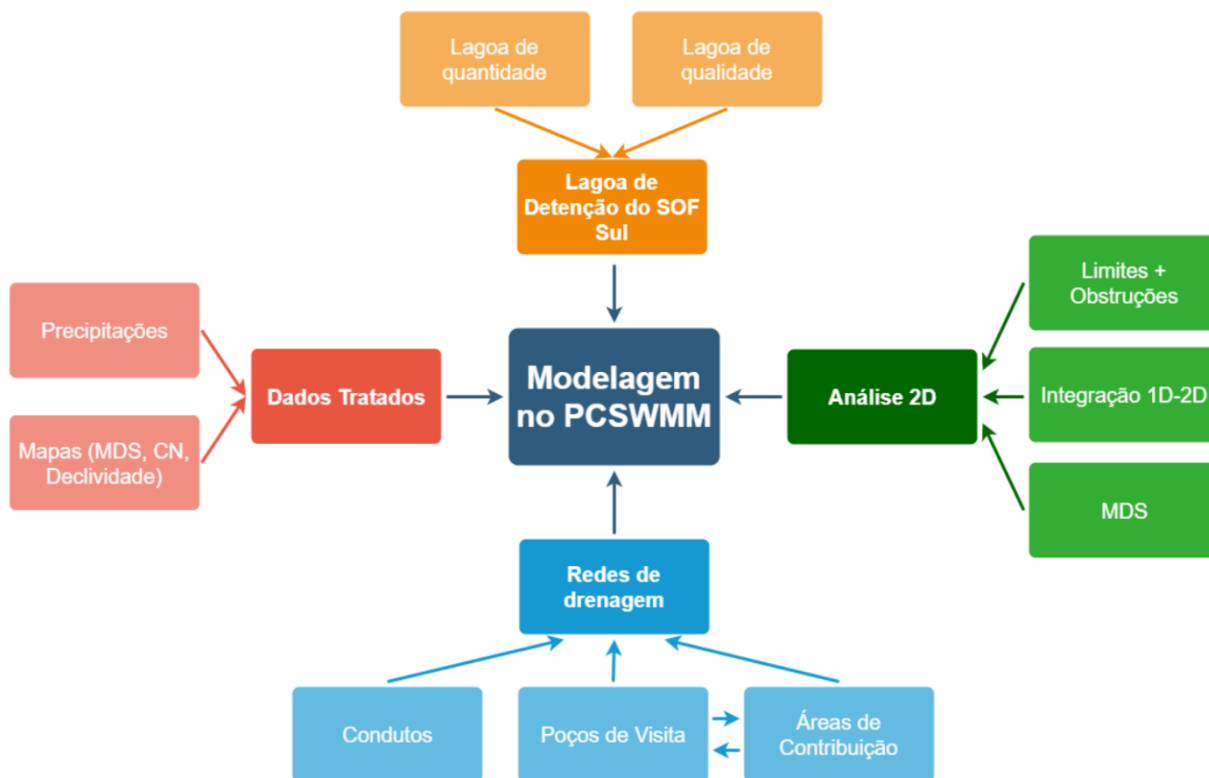


Figura 4. 3 – Etapas da metodologia usada para a modelagem no PCSWMM

A última etapa da metodologia consiste nos diferentes cenários que foram rodados dentro do PCSWMM. Explicados pela Figura 4.4, nela estão separadas as análises feitas em 1D e 2D pelo programa. Na avaliação 1D, é vista a diferença entre dimensionamentos da lagoa de retenção do SOF Sul como recomendado pela ADASA (2018) e pelo próprio manual do PCSWMM. Também são relacionadas as diferenças pelo método racional. Todas as análises foram feitas para a chuva de projeto e a chuva crítica. Algumas análises importantes, além do projeto da lagoa de retenção, são sobre as inundações dos PVs. Na parte 2D, avalia-se áreas de alagamentos presentes na área estudada. Para isso, foram criados alguns cenários, retratando a atual área de contribuição com o SOF Sul sendo uma única bacia e com as obstruções existentes.



Figura 4. 4 – Diferentes cenários utilizados na análise 1D e 2D

4.1 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo do presente texto é a contribuição da lagoa de retenção já existente no Parque Ezequias Heringer, localizada no Setor de Oficinas Sul – SOF Sul, na Região Administrativa do Guará, DF. O objetivo da lagoa é amortecer o pico de vazão assim como sedimentar as partículas sólidas coletadas pela rede de drenagem, melhorando a qualidade (ArKIS, 2005).

Na Figura 4.5 é mostrada a localização da área de estudo, contendo a lagoa e a possível área de ampliação. Elas estão situadas dentro da bacia hidrográfica do Lago Paranoá (em azul claro). Essa bacia é subdividida em quatro Unidades hidrográficas, e a área de estudo se encontra dentro de duas dessas, a Unidade Hidrográfica Riacho Fundo e a Unidade Hidrográfica do Lago Paranoá.

Originalmente a existente lagoa de retenção do Guará II servia como lagoas de estabilização para tratamento de esgoto pela CAESB (Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal). Elas foram encerradas em 1993 com a modernização e ampliação da ETE Brasília Sul

e então repensada para servir como uma lagoa de detenção para o sistema de drenagem da área, entrando em operação em 2007.

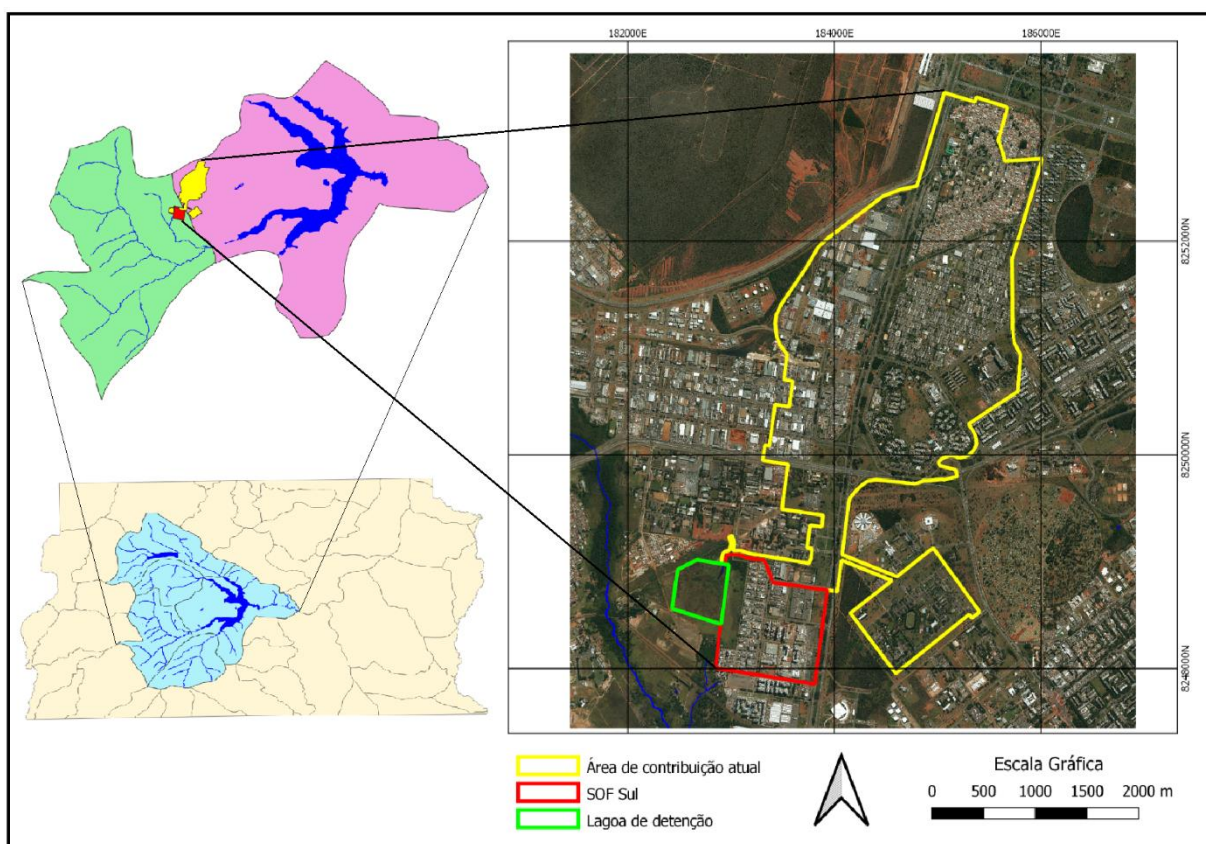


Figura 4. 5 – Localização da área de estudo

O lançamento final é feito no córrego do Guará – afluente do córrego Riacho Fundo. A Figura 4.6 mostra a bacia antigamente no ano de 2004 (sendo possível ver os exatos locais das antigas lagoas de estabilização) e atualmente no ano de 2019 – aonde em azul está a localização da galeria de entrada e em vermelho o exutório.

A entrada dessa lagoa de detenção possui três canais retangulares com dimensões de 3 x 2,7 x 2,5 m, totalizando uma seção retangular de 8,1 x 2,5 m. O seu exutório é composto por um bueiro com 1 m de diâmetro, onde ocorre a descarga de fundo, e um vertedouro com 20 m de comprimento, para possíveis eventos emergenciais. O lançamento do efluente dessa lagoa para o córrego do Guará é feito por um conduto de seção circular com 1,5 m de diâmetro – mostrados na Figura 4.7.



Figura 4. 6 – (a) Lagoas de estabilização em 17/06/2004; (b) Lagoa de detenção em 18/05/2019 (Google Earth Pro)



Figura 4. 7 – Fotos da galeria de entrada da lagoa; a área alagada imediatamente após; o vertedouro; descarga de fundo

Por se tratar de Brasília e sabendo que esta é tombada pela UNESCO como um patrimônio /mundial, deve ser analisado se o local em questão está dentro ou fora da região delimitada como patrimônio. Ao analisar a Figura 4.8, percebe-se que apesar de estar próxima, não faz parte do delimitado pela UNESCO (UNESCO, 2013).

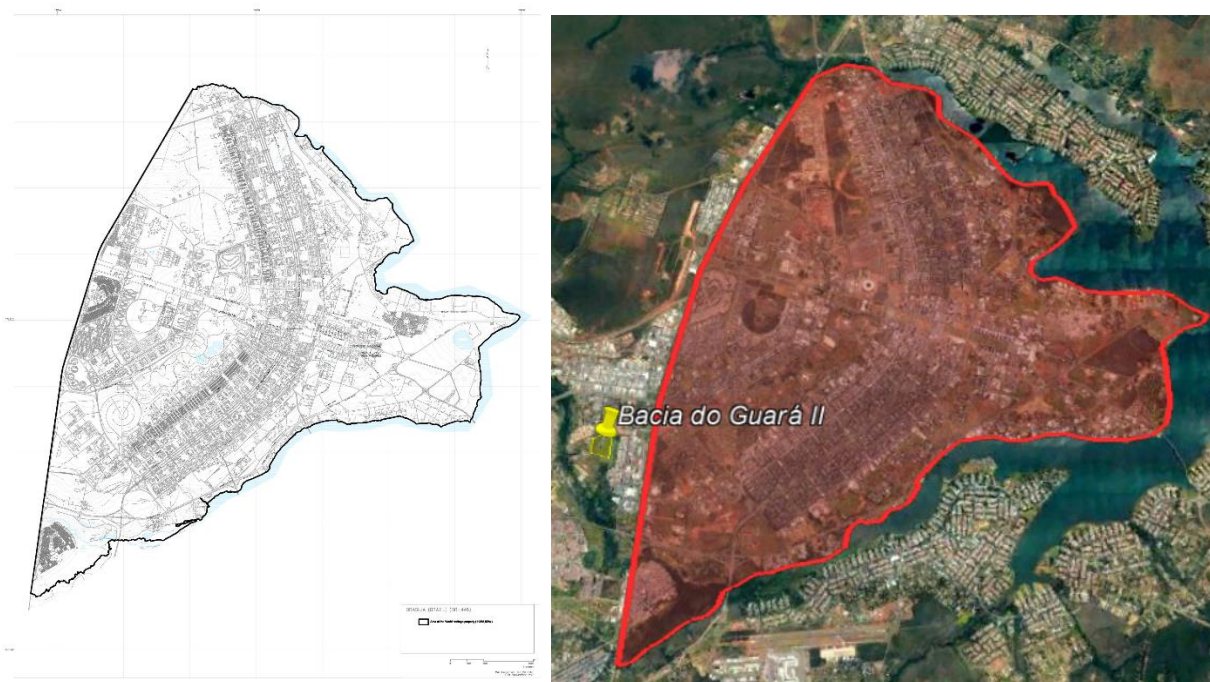


Figura 4. 8 – Delimitação de Brasília como patrimônio e a lagoa (modificado – UNESCO e Google Earth Pro)

4.1.1 Área de contribuição a rede de drenagem

A área de contribuição para a lagoa de detenção foi subdividida em dois módulos (mostrados na Figura 4.9), sendo eles:

- A atual área de contribuição para essa lagoa;
- A área de contribuição do SOF Sul (ampliação proposta no presente trabalho);

Pela ADASA (2018) “Uma obra de drenagem deve ser dimensionada para atender as vazões pluviais durante toda a sua vida útil. É imprescindível, portanto, que seja projetada considerando-se os cenários futuros de impermeabilização”. É dada a recomendação de adotar a impermeabilização máxima permitida na legislação. Portanto, para o presente trabalho, irá ser

analisado como área de ampliação também a faixa entre o SOF Sul e a lagoa de detenção que poderá ser impermeabilizada no futuro. A Figura 4.9 também mostra as curvas de nível de 5 m.

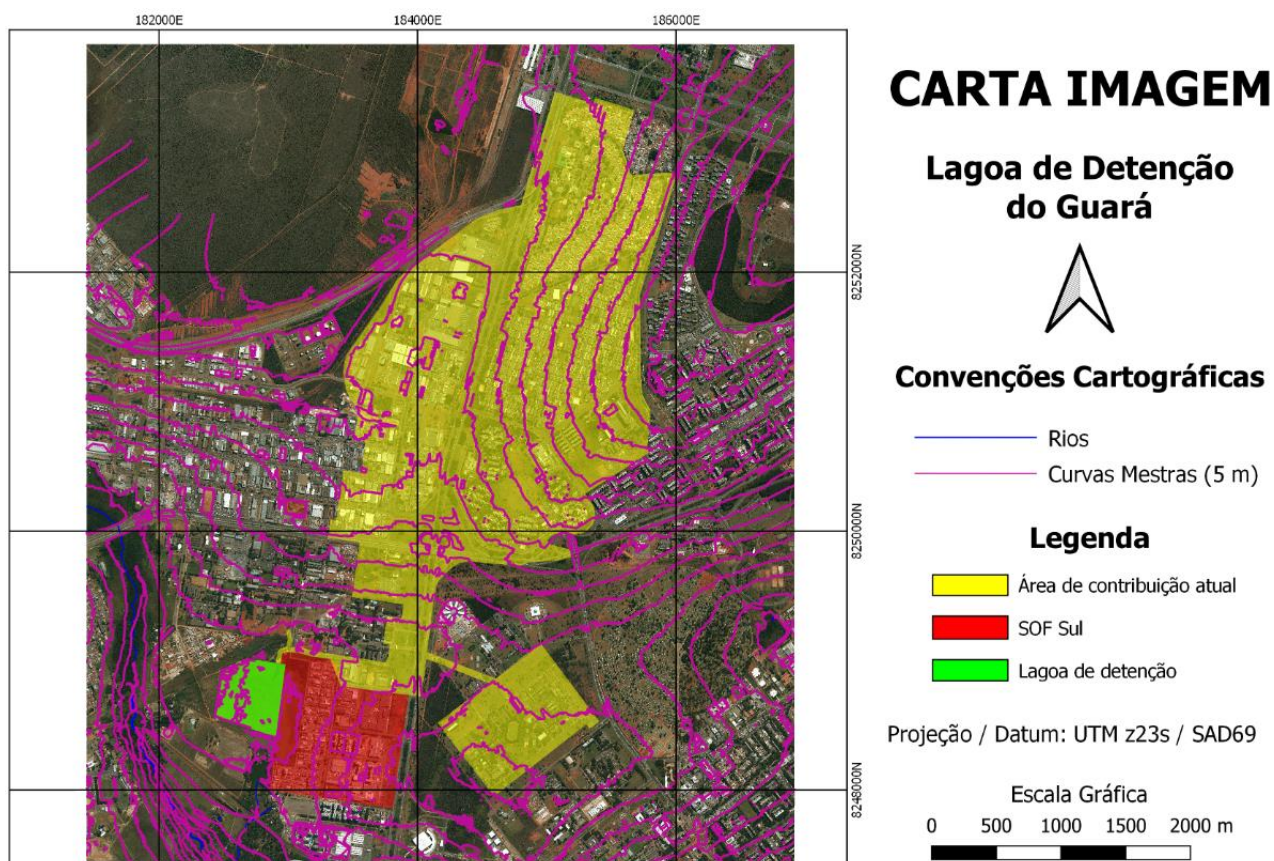


Figura 4. 9 – Carta Imagem da área de estudo com a possível área de ampliação e curvas de nível de 5 metros

4.1.2 Hipsometria e declividade

É necessário analisar a altimetria de todos esses locais pois em obras de drenagem urbana, em geral, o deslocamento da massa d’água é realizado por gravidade. Portanto, para verificar quais áreas podem contribuir, foi feita uma análise da altitude das áreas ao redor da bacia, assim como sua declividade – utilizada na modelagem. O estudo foi realizado no mesmo retângulo envolvente da carta imagem, contendo parte de ambas unidades hidrográficas nas quais a área estudada se encontra (UH Riacho Fundo e UH Lago Paranoá).

Para isso utilizaram-se dados de curvas de nível de 1 m obtidas a partir do LiDAR em um levantamento das áreas urbanas do DF feito pela TERRACAP em 2016. Com as curvas de nível,

gerou-se grades triangulares (TIN) e com esse gradeamento foi gerado um modelo digital de terreno (MDT). Com isso, o programa cria um valor de altimetria para cada pixel, ao invés de se ter apenas a informação de altitude em cima de um vetor (curva de nível). A partir desse MDT foi possível gerar uma análise de declividade da região, apresentada em uma carte de declividade.

4.1.3 Tipo de Solo

Os tipos de solo das unidades hidrográficas analisadas foram selecionados com base nos dados da EMBRAPA (EMBRAPA, 2004). Utilizando um SIG, fez-se uma superposição deste mapeamento dos tipos de solo com as delimitações da bacia, criando uma carta de tipo de solo. A partir de ferramentas já dispostas no programa, também se é possível calcular a percentagem de cada tipo de solo presente na área. Esse estudo é importante para escolher o CN correto na etapa de modelagem do PCSWMM.

4.1.4 Uso e ocupação do solo

A análise do uso e ocupação do solo na região é fundamental para calcular o escoamento superficial, visto que diferentes usos possuem diferentes valores de CN. Já existem estudos sobre esta lagoa. A delimitação da atual área de contribuição foi obtida do estudo da Paula (2019), pois essa foi feita com um bom detalhamento. Volken (2018) também estudou esse local, tendo feito um mapa de uso e ocupação com classificação manual. Porém, por esse estudo utilizar uma imagem com maior resolução espacial e por analisar não somente a atual área de contribuição, optou-se por atualizar o uso e ocupação do solo local.

Fez-se uma classificação supervisionada usando o “*Semi-Automatic Classification Plugin 6.4.0*”. Assim, treinou-se o programa para que, com base nas 3 bandas que compõem um pixel (formato RGB), para que ele pudesse subdividir toda a área em classes. Na tentativa de simplificação do problema e diminuição dos erros, foram criadas 4 classes: “campo”, “solo exposto”, “vias” e “áreas urbanas”, cada um com seu respectivo CN, sendo usado como referência a Tabela 3.5. Escolheu-se o algoritmo de distâncias mínimas entre as classes. A cor dessas classes no mapa de uso e ocupação criado é feita de acordo com o manual feito pelo IBGE (2013).

4.1.5 Precipitação na bacia

Para cálculo da vazão de projeto da rede, o método a ser usado varia em função da área da contribuição da rede. Para calcular a precipitação em determinada bacia são utilizadas as curvas IDF. O problema com essas curvas é que elas são genéricas pois não se chove de maneira homogênea em todo o Distrito Federal, portanto uma única chuva não é representativa.

O recomendado pelo Manual de Drenagem da ADASA (2018) é a utilização da IDF do PDDU descrita na equação 4.1 e mostrada na Figura 4.10. Existem diversos tipos de equação que se aproximam dessas curvas IDF como a equação de Montana, de Talbot ou de Keiffer-Chu (Baptista *et al*, 2011), esta última é como a IDF do PDDU está descrita.

Apesar de genéricas, para o presente estudo, a IDF de Brasília acaba sendo muito apropriada pois o local estudado é próximo à estação do INMET, aonde foram obtidos os dados utilizados para definição dessa IDF. O termo de referência da NOVACAP (2019) também recomenda essa curva, mostrada graficamente na Figura 4.10 para diferentes valores do Tempo de Retorno.

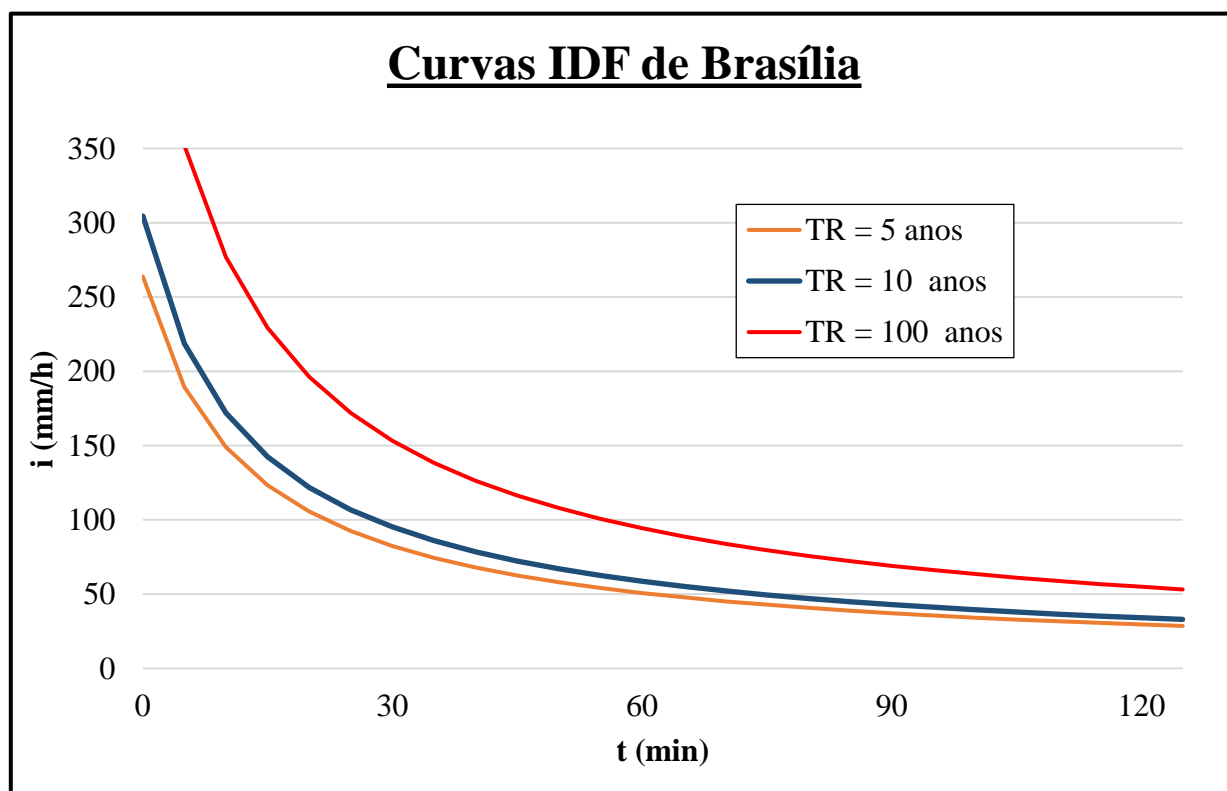


Figura 4. 10 – Curvas IDF de Brasília recomendada pelo PDDU para diferentes valores de T_R

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

Sendo: i = Intensidade da chuva (mm/h);

T_R = Tempo de Retorno (ano);

t = Duração da chuva (min).

O manual de drenagem da ADASA (2018) sugere que seja utilizada uma precipitação com duração de 24h, sendo discretizada em intervalos de tempo menores ou igual a 20% do tempo de concentração da bacia com T_R de 10 anos. Essa precipitação, chamada no trabalho de chuva de projeto, é então organizada pelo método dos blocos alternados.

Para o dimensionamento e avaliação do sistema de drenagem, usou-se também o que é referido, no presente texto, de precipitação crítica. Essa é uma chuva constante, com intensidade calculada a partir da IDF com o tempo de concentração da bacia, calculado por um dos métodos acima, e mantendo o T_R de 10 anos. A duração dessa precipitação é igual a esse mesmo tempo de concentração da bacia.

4.2 MODELAGEM NO PCSWMM

Para a modelagem no PCSWMM foram importadas as redes de drenagem existentes com condutos, galerias e poços de visita. A área do projeto foi subdividida em áreas de contribuição, e cada uma dessas será associada com seus poços de visita. A região também foi subdividida em sub-bacias analisando seus valores de CN (obtidos com base no uso e ocupação do solo). Sempre sendo mostrada as duas áreas (atual e a possibilidade de expansão). Com os dados da precipitação foi possível fazer uma análise crítica dos resultados obtidos com a modelagem do PCSWMM.

No Distrito Federal, pela ADASA (2018), recomenda-se o uso de modelagem hidrológica para cálculo de vazões em bacias com áreas maiores que 100 ha. É sugerido a utilização do método SCS. Como a área de contribuição da atual lagoa de retenção do Guará é maior, a utilização do método racional não é representativa, mas sim de outros modelos. Portanto, para o módulo hidrológico do SWMM será usado o SCS.

A área do SOF Sul, se aproxima com o limite recomendado para utilização do método racional (cerca de 100 ha). Como é utilizado modelagem hidrológica para a atual área de contribuição, a área de ampliação também é avaliada por esse método. Uma breve comparação entre os resultados pela modelagem e método racional é mostrada nos resultados, mostrando então a diferença entre as vazões de projeto que devem ser abatidas.

4.2.1 Redes de drenagem

Na Figura 4.11 se encontra a atual área de contribuição da lagoa de detenção com a possível ampliação do SOF Sul, juntamente com a rede de drenagem existente obtidas pelo Geoportal (SEDUH), com os poços de visita, condutos e galerias. Esse é o sistema modelado no PCSWMM para verificação do abatimento da vazão de pico para determinada chuva.

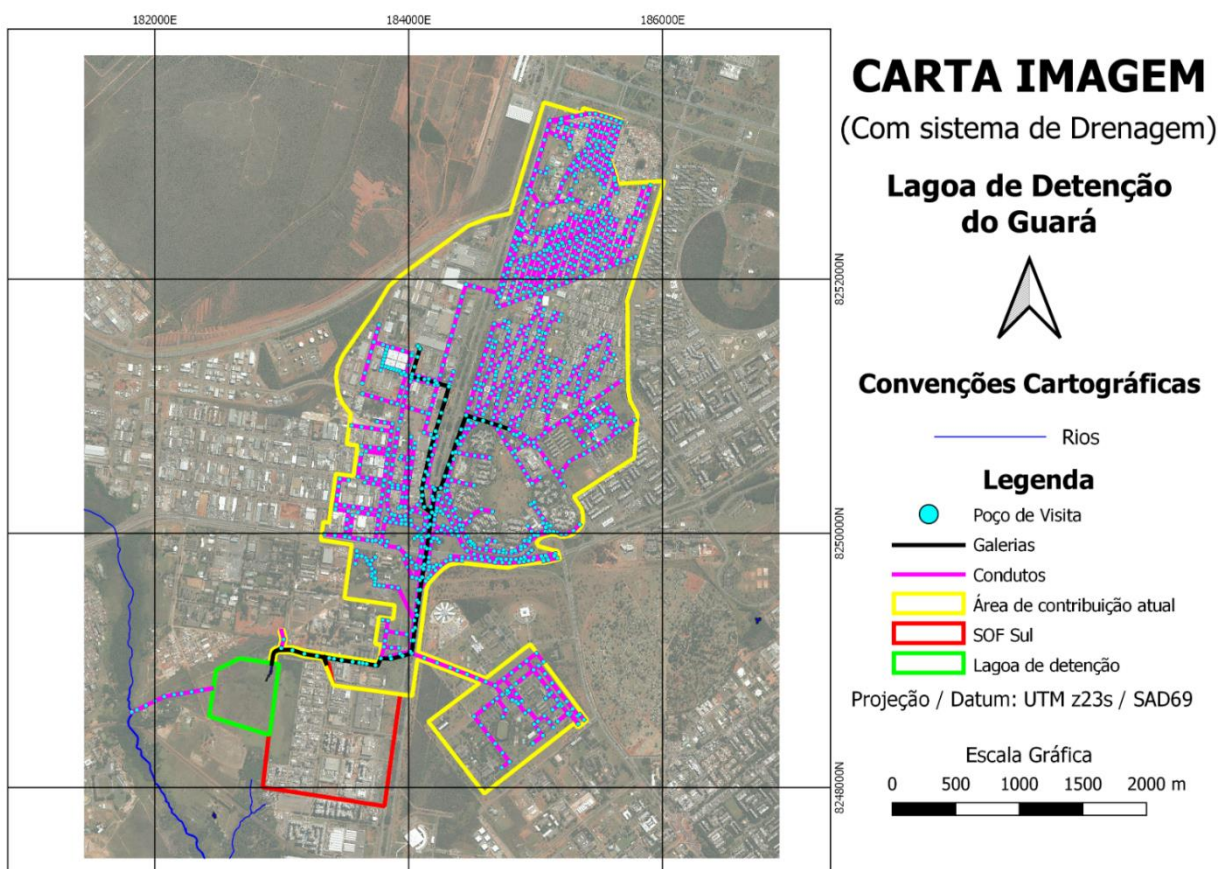


Figura 4. 11 – Carta Imagem com áreas de contribuição e sistema de drenagem existente

4.2.2 Comportamento da lagoa

A resolução da ADASA 09/2011 dispõe equacionamentos de volume de reservatório para quantidade (equação 4.2 para áreas menores que 200 ha como o SOF Sul) ou qualidade (equação 4.3) da água, assim como suas vazões máximas. Ambos os volumes são funções da área impermeável e da área de contribuição. Com base no mapa de uso e ocupação feito, a área impermeável é obtida com a soma das “vias” com “áreas urbanas”. Como o volume do reservatório de qualidade deve ser esvaziado em até 24h, a vazão que sai dele deve igual ao valor encontrado pela equação 4.4.

$$V_{qntd} = (4,705 * A_i) * A_c \quad (\text{Equação 4.2})$$

$$V_{qa} = (33,8 + 1,8 * A_i) * A_c \quad (\text{Equação 4.3})$$

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4} \quad (\text{Equação 4.4})$$

Sendo: V_{qntd} = Volume do reservatório visando a quantidade de água (m^3).

V_{qa} = Volume do reservatório visando a qualidade de água (m^3);

A_i = Área impermeável percentual (%);

A_c = Área de contribuição (ha);

Q = Vazão de saída do reservatório de qualidade (L/s);

A eficiência de uma lagoa de amortecimento é dada pela equação 4.5 abaixo (modificado – Canholi, 2014).

$$Eficiência = \frac{Q_{pico, e}}{Q_{pico, a}} \quad (\text{Equação 4.5})$$

Sendo: $Q_{pico, e}$ = Vazão de pico efluente a lagoa;

$Q_{pico, a}$ = Vazão de pico afluente a lagoa.

4.2.3 Possível ampliação do SOF Sul

Para analisar a viabilidade de ampliação da rede contribuinte considerando o SOF Sul é importante verificar se existe cota suficiente no local para lançamento na lagoa de detenção.

Para isso é necessário projetar um sistema de drenagem para o local. Para seguir as recomendações da NOVACAP dispostas na Tabela 3.1, realiza-se uma simulação no PCSWMM. Importando do Geoportal os lotes do SOF Sul e aplicando sobre eles o mapa de uso e ocupação. Com isso é obtido o CN correspondente de cada lote.

Ao fazer simulações em cima da rede de drenagem criada, é verificada o cumprimento do termo de referência da NOVACAP. Não estando de acordo, mudam-se os valores de cota dos PVs e/ou os diâmetros dos condutos. Com a rede já dimensionada corretamente, é analisada a cota do PV mais a jusante da rede dimensionada para o SOF Sul, verificando então a viabilidade desta ampliação.

Caso não seja possível a descarga da drenagem pertencente ao SOF Sul na atual lagoa de retenção do Guará por gravidade, dimensiona-se uma nova lagoa dentro da atual, rebaixando parte do terreno para que essa seja viável.

Uma outra problemática que pode vir a ocorrer é em relação ao lançamento de óleos e graxas na rede de drenagem para a área do SOF Sul. Apesar de se ter conhecimento que a legislação vigente específica nem sempre é seguida, deve ser a responsabilidade de cada oficina a remoção desses poluentes e, por isso, não serão levadas em consideração essas cargas na modelagem.

4.2.4 PCSWMM 2D

O escoamento superficial pode apresentar desafios para a análise com modelagem unicamente 1D como, por exemplo, a existência de caminhos específicos que esse escoamento pode tomar, baseado em variáveis como edificações. Além disso, a análise 1D, para algumas avaliações, pode ser simplória, do ponto de vista que essa consegue deferir apenas quais os poços de visita que sofrem inundação, mas traz poucas informações a respeito do caminho dessas inundações na superfície – como para onde vão e onde se acumulam.

O PCSWMM profissional possui uma ferramenta chamada “integração de modelagem 1D-2D”. Essa acopla o sistema de drenagem criado na análise 1D para uma malha criada em 2D utilizando um MDS ou MDE. Para criação do modelo 2D deve-se ter um limite aonde a malha deve ser criada (geralmente usa-se a bacia em questão), os nós da malha (criados no próprio PCSWMM e que representam os PVs do modelo 2D), um MDT e, opcionalmente, uma camada

que mostre quais são as obstruções presentes – estruturas físicas que interferem no fluxo da água, como prédios. Existem outras camadas opcionais que podem ser adicionadas, mas que não entram no escopo do projeto.

A malha criada para a modelagem respeita os limites definidos assim como as obstruções definidas. Elas podem ser hexagonais, retangulares, direcionais ou adaptáveis. Para áreas urbanas, o recomendado pelo próprio PCSWMM é a utilização de malhas hexagonais. Além do tipo de malha, deve ser definido qual a resolução espacial dela. É recomendado pelo PCSWMM, que essa resolução não seja menor do que 2 m, porém sendo usado, normalmente, resoluções mínimas de 5 m.

Ao definir qual a resolução, o próprio programa define quantos pontos serão criados (os PVs 2D) ao centro de cada “célula” (hexágono), assim como o número de condutos (para o 2D) criados. Com isso, deve-se conectar o modelo 1D feito previamente a esse modelo 2D criado, pode-se fazer isso de duas maneiras. A primeira é ligando cada PV 1D ao mais próximo na malha 2D, assim quando esse inundar, a água iria para PV ligado ao hexágono. A outra maneira é fazer uma conexão direta, essa faz com que o PV 2D seria realocado de posição para ficar em cima do PV 1D mais próximo. Essa última é recomendada para analisar canais abertos e rios, enquanto a primeira, do orifício, para avaliações em áreas urbanas – portanto essa será a utilizada.

O resultado dessa modelagem é um mapa que mostra os locais aonde ocorreram os alagamentos superficiais, e para aonde foram, juntamente como a sua intensidade volumétrica. Esse mapa é interativo ao longo do tempo. Pode-se perceber com ele, quais as áreas mais sensíveis a alagamentos, caso esses venham a ocorrer.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Seguindo a sequência lógica apresentada na metodologia, foram coletados os dados necessários e feito um tratamento desses. O objetivo final deste trabalho é traçado em cima de uma avaliação realizada sobre o pós-processamento do programa PCSWMM – referenciados aqui como “resultados da modelagem no PCSWMM”. Para isso, são necessárias informações sobre o local estudados. Essas estão dispostas como “caracterização da área de estudo”.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A partir da coleta de dados brutos, obtidos com dados públicos (como no GeoPortal de Brasília) ou da UnB, foi realizado um processamento digital utilizado um SIG – o QGIS 3.8.3 foi o escolhido no presente trabalho. Com isso foram gerados alguns resultados preliminares, que fazem uma caracterização detalhada da área de estudo e é essencial na modelagem subsequente. Estes seguem a mesma sequência apresentada na metodologia.

5.1.1 Hipsometria e Declividade

A Figura 5.1 mostra uma carta hipsométrica criada da área estudada (que se encontra em ambas unidades hidrográficas – Riacho Fundo e Lago Paranoá). A análise dos dados de altitude é fundamental para avaliar a possibilidade de contribuição do SOF Sul para a já existente lagoa de detenção. A cota ao final do SOF Sul, é de 1.080 metros, e a entrada existente para a lagoa de detenção é 1.083 metros. A própria lagoa de detenção tem uma cota, inicial, aproximada de 1.080 metros também.

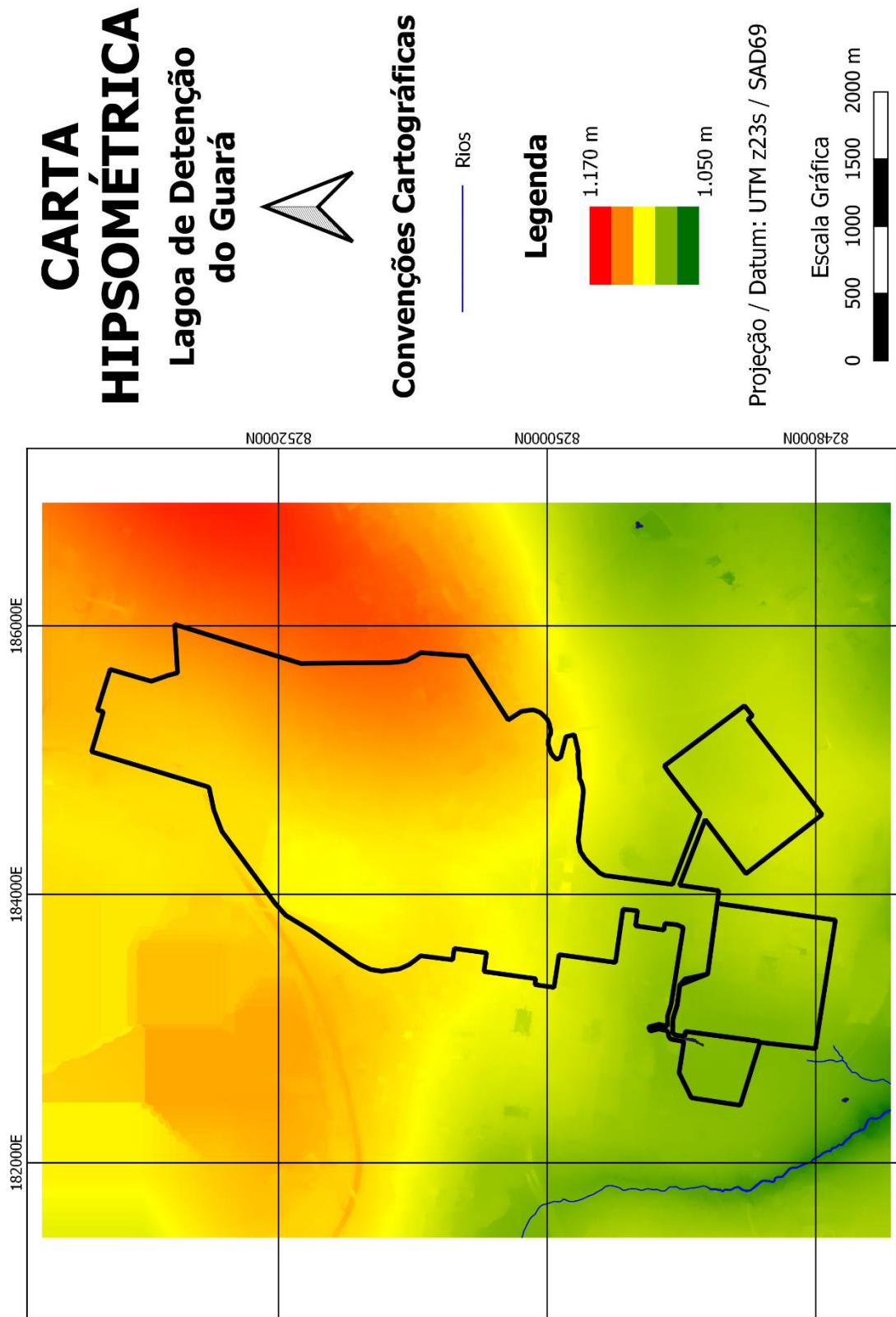


Figura 5. 1 – Carta hipsométrica da área de estudo

Assim, mesmo sem ter uma rede de microdrenagem dimensionada para analisar a qual cota estará o poço de visita ao final do SOF Sul, é possível deferir que esta ampliação não possui cota o suficiente para lançamento na atual lagoa. Sabe-se que a lagoa de detenção está com capacidade ociosa, operando para uma chuva com tempo de retorno de aproximadamente 300 anos (Volken, 2018; Paula, 2019). Por isso, uma alternativa é de rebaixar parte de sua área, até que se tenha cota o suficiente para receber a contribuição do SOF Sul.

Esse estudo apresenta então, mais a frente, o dimensionamento de uma nova lagoa de detenção dentro dos limites da lagoa existente, apenas para receber a área de ampliação. Essa nova lagoa está referida, no presente texto, como lagoa de detenção do SOF Sul.

Por ter sido criado um MDT e não de um MDS, as curvas de nível utilizadas para criar o mapa hipsométrico e, conseqüentemente, o mapa de declividade, levam em consideração a altitude do solo em relação ao mar, não considerando prédios por exemplo. Porém, em alguns locais, houve várias curvas de nível circulando alguns prédios, em um MDS isso aconteceria para todos os casos.

Isso fez com que a declividade ficasse muito alta nas proximidades de algumas edificações – como mostrado na Figura 5.2. Para corrigir isso, usou-se o “*raster calculations*” do QGIS, transformando todas as declividades iguais ou maiores que 50 % em 2% (aproximadamente a média da área de estudo). Esse resultado, já corrigido, é o apresentado na carta de declividade do terreno na Figura 5.3.



Figura 5. 2 – Curvas de nível

CARTA DE DECLIVIDADE

Lagoa de Detenção do Guará



Convenções Cartográficas

— Rios

Legenda



Projeção / Datum: UTM z23s / SAD69

Escala Gráfica

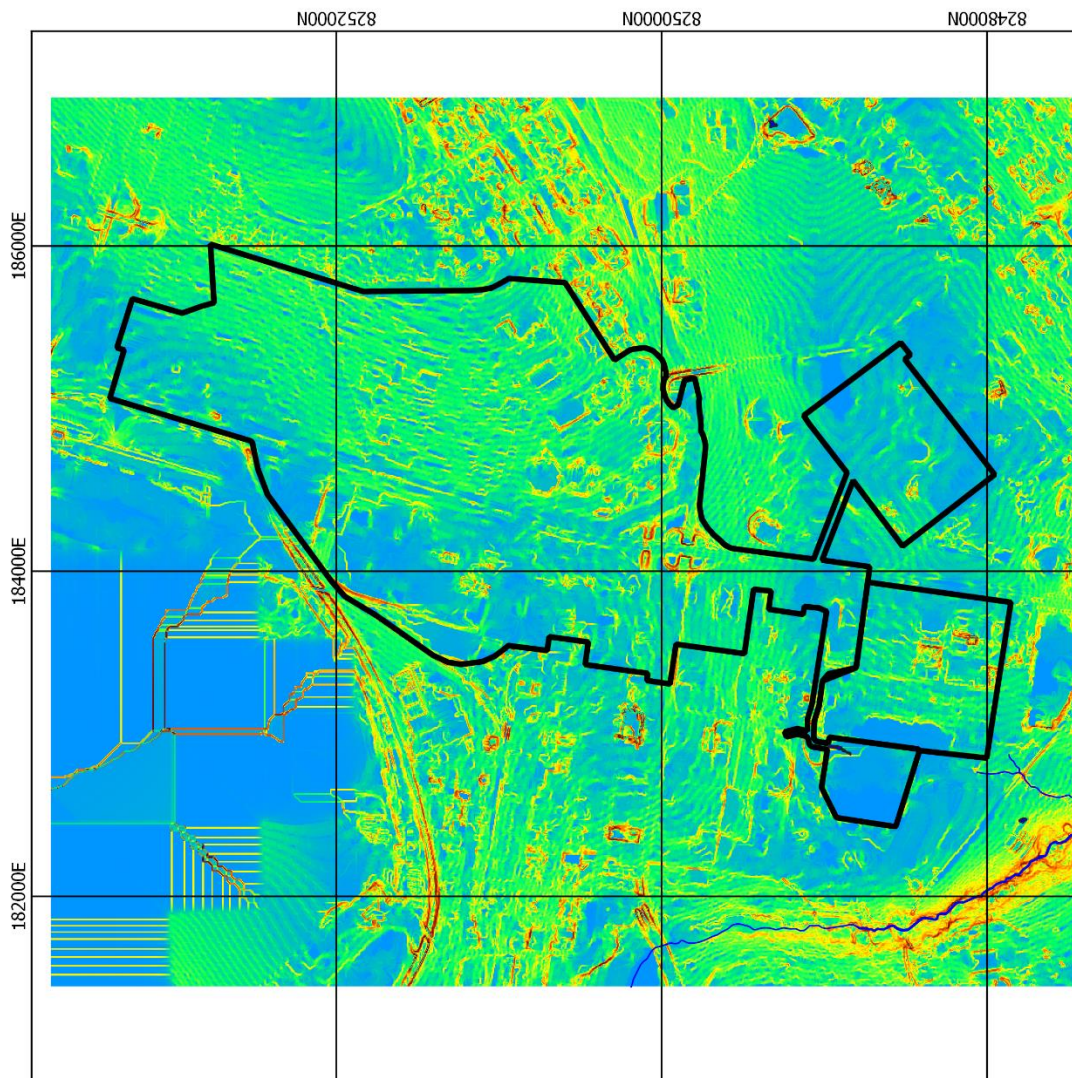
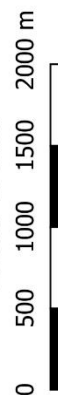


Figura 5. 3 – Carta de declividade da área de estudo em porcentagem

5.1.2 Pedologia

A análise dos tipos de solo foi feita sobre a totalidade das duas unidades hidrográficas e estão mostrados na Figura 5.4. Identificou-se que nessas unidades hidrográficas são compostas, majoritariamente, por Latossolo Vermelho-Escuro (61,6% da área total), Cambiossolo (24,2%) e Latossolo Vermelho-Amarelo (10,6%).

Os Latossolos possuem alta porosidade e permeabilidade, favorecendo recarga dos aquíferos. Geralmente se encontram em região com declividade plana e suave-ondulada aonde os Cambiossolos estão presentes em relevos fortes-ondulados ou ondulados (EMBRAPA, 2004). Portanto, para a classificação do solo com base no Tucci (1995), como disposto na Tabela 3.4, o Latossolo Vermelho-Escuro, solo predominante da região, pode pertencer ao grupo hidrológico “A” – por suas características de solo arenoso.

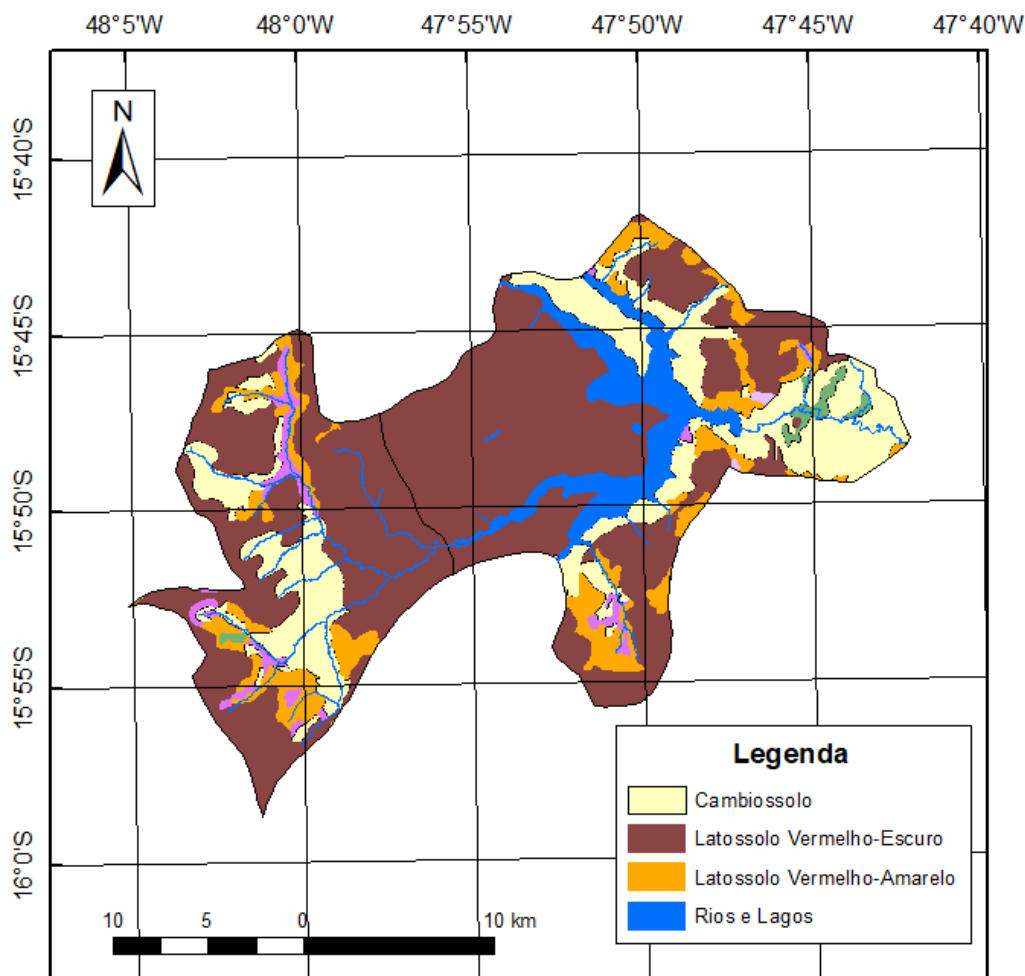


Figura 5. 4 – Tipos de solo presentes na área de estudo

5.1.3 Uso e ocupação do solo

É comum haver uma dificuldade em encontrar imagens com alta resolução espacial. O próprio Landsat-8 tira fotos com resolução de apenas 30 m, conseguindo baixar para 15 m com um pós-processamento. No presente estudo, com o LiDAR, obteve-se imagens com resolução espacial menor que 10 cm. Foram obtidos bons resultados com a classificação supervisionada, apenas existindo uma dificuldade maior do programa em sua capacidade de diferenciar as vias asfaltadas dos prédios (áreas urbanas). A imagem 5.5 abaixo mostra isso. Pela qualidade da foto, a classificação subdividiu demasiadamente a bacia.

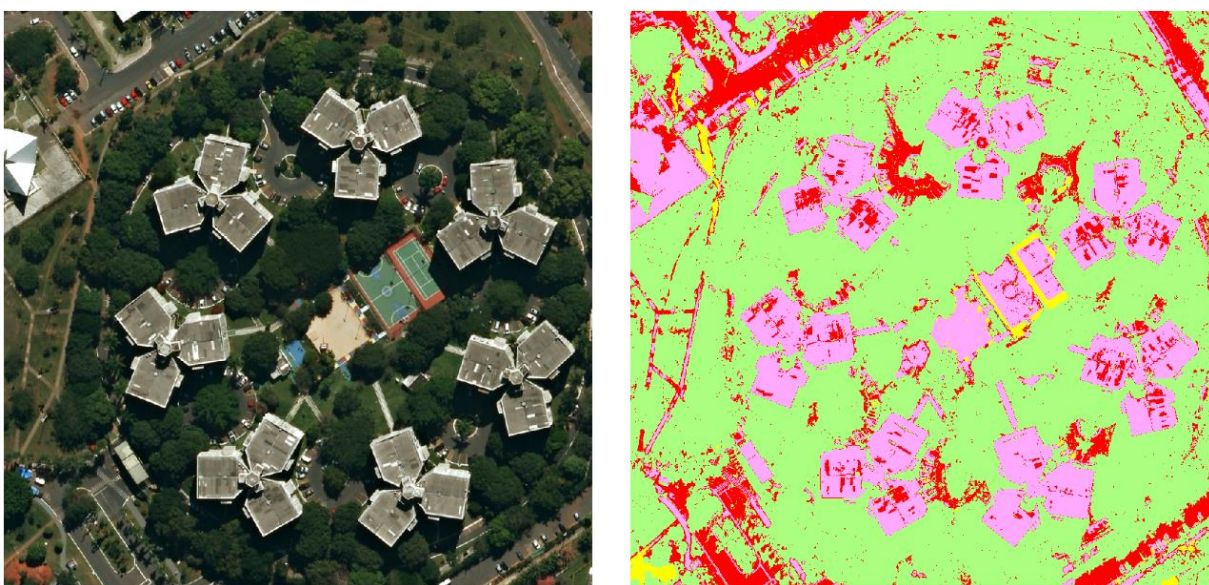


Figura 5. 5 – Resultado parcial da classificação supervisionada

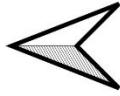
A Figura 5.6 representa o mapa de uso e ocupação do solo para a atual área de contribuição da lagoa de retenção com a possível ampliação. Essas informações são usadas na etapa de modelagem pelo PCSWMM. Usando o solo do local como pertencendo ao grupo hidrológico “A”, cada classe criada terá seu respectivo valor de CN como descrito na Tabela 5.1.

Tabela 5. 1 – Valor de CN para cada classe no mapa de uso e ocupação do solo

Cor	Classe	Curva Número
Verde	Campo	35
Amarelo	Solo Exposto	55
Rosa	Áreas Urbanas	85
Vermelho	Vias	98

CARTA DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Lagoa de Detenção
do Guará



Convenções Cartográficas

— Rios

Legenda



Projeção / Datum: UTM z23s / SAD69

Escala Gráfica

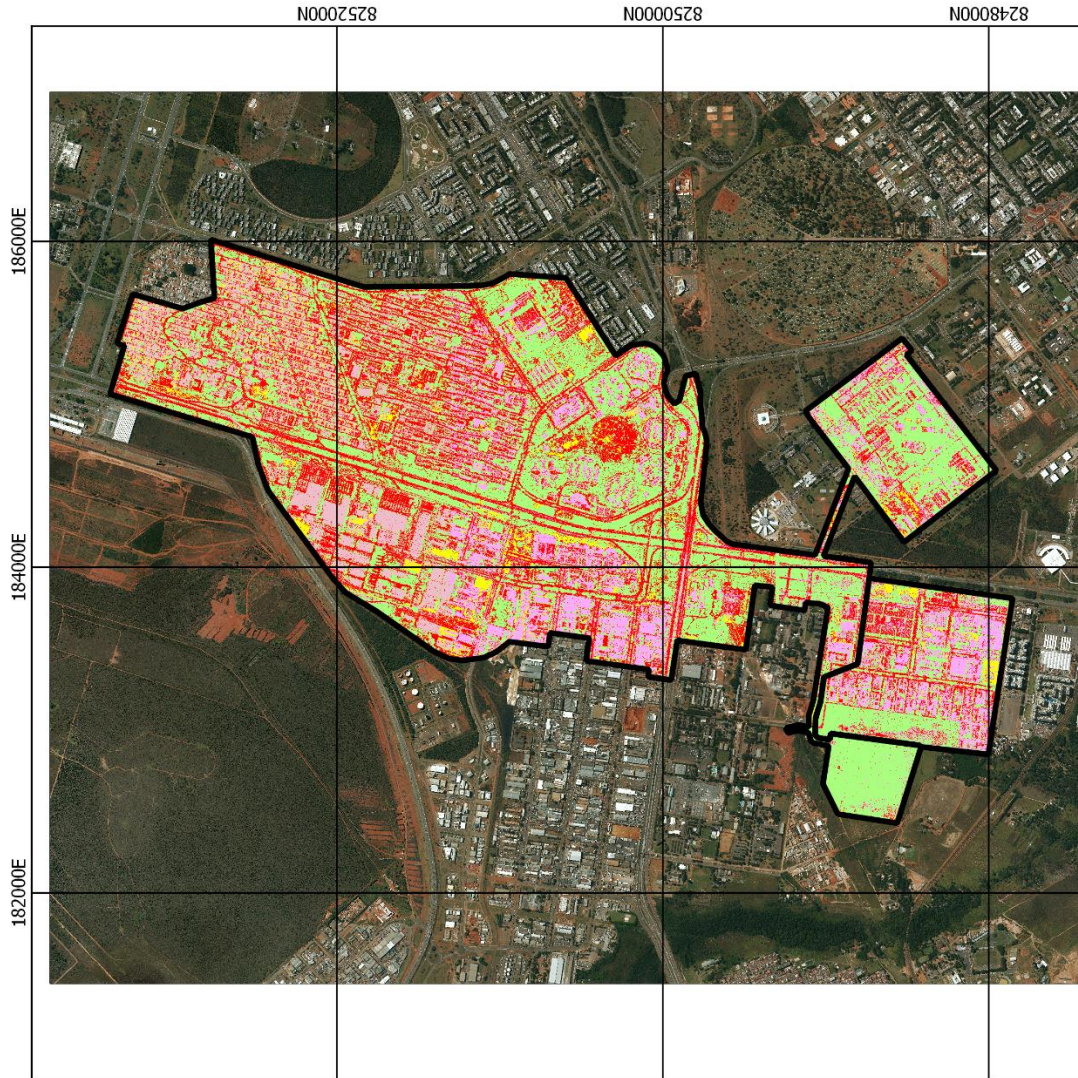


Figura 5. 6 – Carta de uso e ocupação do solo

O resultado foi separado entre a atual área de contribuição da lagoa de detenção e o SOF Sul, e está apresentado na Tabela 5.2. A alta percentagem de “campo” no SOF Sul se deve, em parte, pela área entre o SOF Sul e a lagoa – essa sendo majoritariamente campo. Além disso, pela resolução espacial da imagem, o QGIS consegue identificar até mesmo árvores individuais, aumentando esse valor percentual.

Apesar disso, o valor encontrado como sendo “campo” na Tabela 5.2 está, provavelmente, superdimensionado, pois o programa reconhece as copas de árvores como sendo toda uma área em planta classificada “campo”. Não levando em consideração que, na realidade, a parte que deveria ser “campo” é apenas a área na superfície (embaixo de copas de árvores usualmente pode se ter asfalto ou calçada e não apenas grama). Esse efeito também pode ser observado na Figura 5.5, aonde as vias e calçadas aparecem como se estivessem incompletas por estarem embaixo de árvores nas fotografias.

Tabela 5. 2 – Percentagem da área de uso e ocupação do solo por classes

Região	% de ocupação da área total			
	Campo	Solo Exposto	Vias	Áreas Urbanas
Atual área de contribuição	32%	6%	32%	30%
SOF Sul	44%	3%	19%	34%
Total	33%	6%	31%	31%

5.1.4 Precipitação nas bacias

A partir das equações de tempo de concentração (equações 4.2, 4.3 e 4.4), juntamente com os dados de elevação e declividade criados, obteve-se os resultados de tempo de concentração mostrados na Tabela 5.3, arredondando os valores para mostrar apenas números inteiros. Percebe-se que a diferença no SOF Sul é inexistente.

Tabela 5. 3 – Tempo de concentração das bacias por diferentes métodos

Método	Atual área de contribuição	SOF sul
Carter	62 min	24 min
Kirpich	82 min	24 min
Microdrenagem	51 min (Arkis, 2005)	-

No SOF Sul, o tempo de concentração foi igual usando ambos os métodos (Carter e Kirpich). Nessa etapa ele não foi calculado pela microdrenagem, para a ampliação, por não se ter a rede de drenagem projetada. Esse tempo para a atual área de contribuição pela microdrenagem foi calculado em um estudo da Arkis (2005), que seguiu as diretrizes recomendadas, usando 15 min para o escoamento atingir o poço de visita, e depois calculado o tempo pela rede de drenagem com base na velocidade do escoamento.

Para a atual área de contribuição da lagoa do Guará, os tempos de concentração não deram o mesmo valor, chegando a ter uma diferença de 24% entre o método de Carter e Kirpich. Para a chuva crítica, com intensidade constante e duração igual ao tempo de concentração, existe uma diferença substancial nas chuvas usando diferentes tempos. Como, seguindo Silveira (2005), o método de Carter é o mais representativo para bacias similares à estudada neste trabalho (urbana menor que 1.100 há) e resultou em um menor tempo de concentração (resultando em uma maior intensidade e, portanto, maior fator de segurança), esse é o utilizado para a precipitação crítica.

Seguindo a recomendação da ADASA (2018), a chuva de 24h deve ser discretizada em tempos equivalentes a no máximo 20% do tempo de concentração. Isso resultaria em aproximadamente 5 minutos para o SOF Sul e 12 minutos para a área de contribuição total. Como esse manual recomenda usar no máximo esse tempo, a chuva foi discretizada em espaços de 5 minutos, podendo então ser usada a mesma chuva para ambas as áreas e facilitar a comparação.

A precipitação de projeto a ser utilizada em ambas as bacias no PCSWMM se encontra no hietograma apresentado na Figura 5.7, feita a partir da curva IDF de Brasília com tempo de retorno de 10 anos, duração de 24h, descrita em intervalos de 5 minutos e agrupadas pelo método dos blocos alternados. O pico dessa chuva foi em, aproximadamente, 18,2 mm.

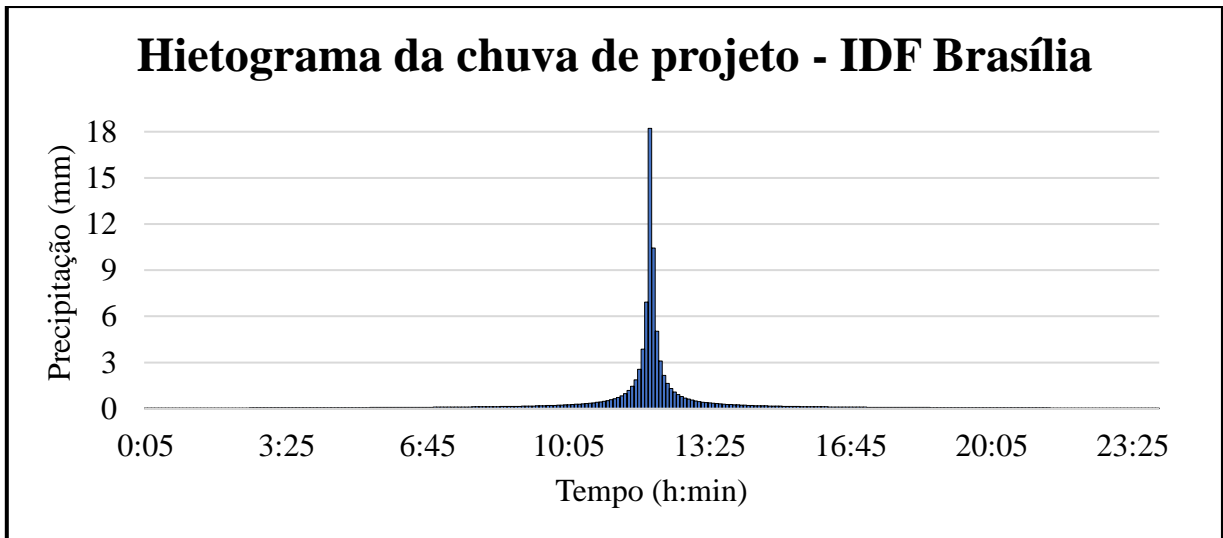


Figura 5. 7 – Hietograma da chuva de projeto de Brasília com T_R igual a 5 anos, pelo método dos blocos alternados

Ambas as precipitações críticas (uma por bacia) utilizadas no PCSWMM se encontram na Figura 5.8. Foram feitas também a partir da curva IDF de Brasília com intensidade constante, calculadas com o tempo de concentração da bacia pelo método de Carter e mantendo o tempo de retorno de 10 anos. A duração de cada uma dessas precipitações foi igual ao tempo de concentração da própria bacia também – esse sendo arredondado para cima, por ser usado intervalos de 5 min para modelagem no PCSWMM. A precipitação para a bacia do SOF Sul foi aproximadamente igual a 9,1 mm e para a bacia da atual área de contribuição foi aproximadamente 4,8 mm.

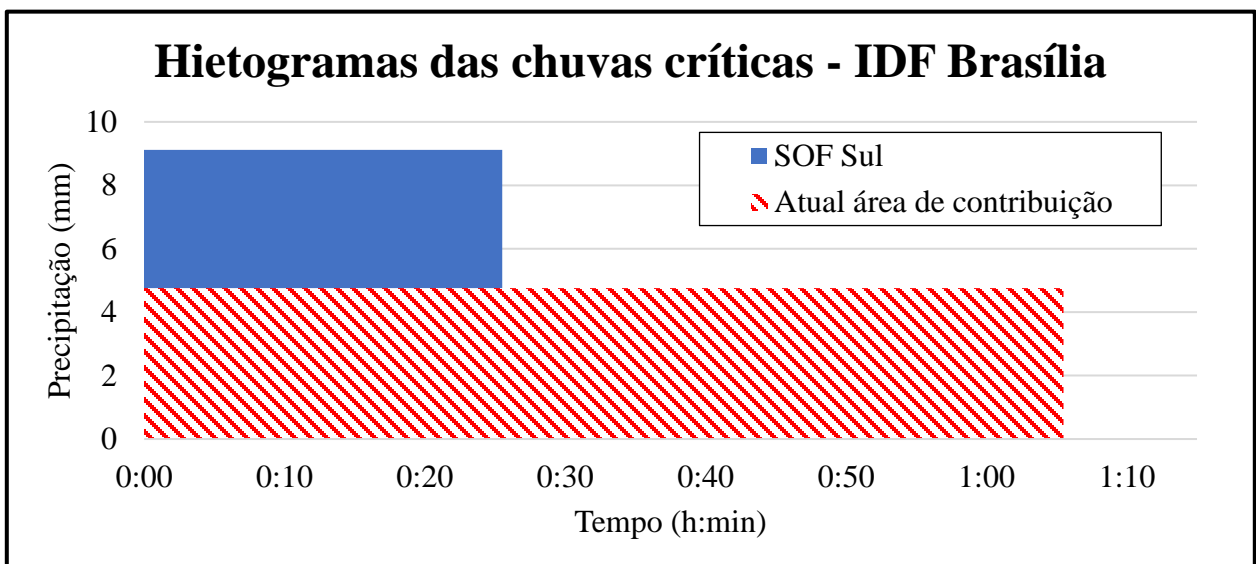


Figura 5. 8 – Hietogramas das chuvas críticas de cada uma das bacias

5.2 RESULTADOS DA MODELAGEM NO PCSWMM

Com os resultados preliminares, obtidos a partir da caracterização da área de estudo, foi possível realizar a modelagem dentro do PCSWMM. Abaixo seguem os resultados realizados após as devidas simulações. Como a ampliação do SOF Sul não pode se juntar a galeria de entrada da atual área de contribuição para lançamento na lagoa, essas são independentes uma da outra. A análise dos resultados é então feita, em paralelo, tanto para a existente área de contribuição como para a ampliação e suas respectivas lagoas de detenção (os mesmos parâmetros são avaliados).

5.2.1 Viabilidade da ampliação do SOF Sul

Já foi verificado que o SOF Sul não possui cota o suficiente para lançamento na existente lagoa de detenção do Guará pela mesma galeria de entrada. É verificada qual a cota em que o último poço de visita do SOF Sul se encontra, para que seja possível analisar a necessidade de rebaixar a nova lagoa de detenção de ampliação (e quanto deveria ser esse rebaixamento), ou se é possível, por exemplo, apenas fazer uma nova entrada na lagoa existente.

A rede de drenagem fictícia criada, dentro do PCSWMM, para o SOF Sul está apresentada na Figura 5.9. Esse sistema foi projetado usando ambas as chuvas, de projeto e crítica, mostradas anteriormente e respeitando as recomendações no termo de referência da NOVACAP (2019) descritos na Tabela 3.1. São respeitados o diâmetro mínimo, distância mínima entre poços de visita, velocidade mínima, velocidade máxima e tirante máximo nos condutos e galerias. Nesse sistema, do último PV até a nova lagoa de detenção do SOF Sul, foi projetado um canal livre, não um conduto, retangular com 2 m de profundidade e 4 de largura.

O único problema de projeto foi na região inferior do SOF Sul (local mais escuro na Figura 5.9) aonde, para se manter a velocidade mínima, seria necessária uma profundidade muito grande no sistema de drenagem inteiro. Portanto, esse local não segue a velocidade mínima estabelecida no termo de referência dado pela NOVACAP, 2019. Por isso, é recomendado que, nesse local, seja feita uma manutenção mais minuciosa e mais frequente dos PVs e condutos, para garantir que não tenha sedimentos que atrapalhe o funcionamento da rede.

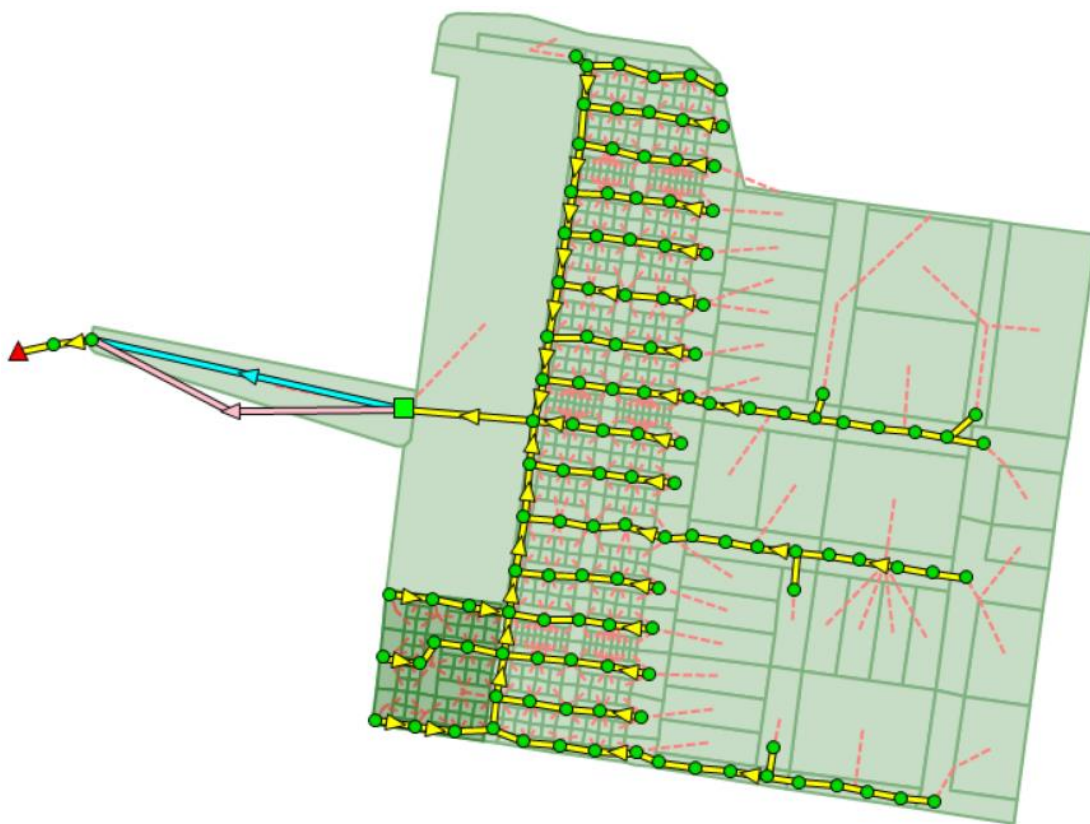


Figura 5. 9 – Sistema de drenagem fictício dimensionado para o SOF Sul

Percebe-se que o sistema projetado não possui cota o suficiente para que haja lançamento das águas de drenagem urbana do SOF Sul na atual lagoa de retenção, mesmo se fosse criada uma outra galeria de entrada. Faz-se necessário o dimensionamento de uma nova lagoa (rebaixando parte da atual). Vale notar que essa rede é apenas uma proposta feita pelo autor e não existe de fato. O último poço de visita do SOF Sul até a nova lagoa de retenção é ligado por um canal retangular a céu aberto.

5.2.2 Lagoa de retenção do SOF Sul

Para o sistema de drenagem proposto, a cota do último poço de visita que antecede a lagoa é de 1.077,8 m, portanto, a lagoa foi dimensionada como estando na cota 1.076.5 m, contendo 1,5 m de profundidade, com seu exutório estando a um PV com altitude de 1.076 m.

O dimensionamento da nova lagoa de retenção do SOF Sul, apresentado na Tabela 5.4, foi calculado utilizando as equações 4.2, 4.3 e 4.4 – como recomendado pelo manual da ADASA (2018). Como essa nova lagoa do SOF Sul ocupará parte do espaço físico da lagoa de retenção

original (existente atualmente), essa última terá suas dimensões diminuídas. Para garantir que isso não vai comprometer o funcionamento dela, na Tabela 5.4 também se encontram os volumes que seriam necessários, de acordo com o manual da ADASA (2018), para abater o escoamento superficial da atual área de contribuição (sendo bem abaixo do que existe atualmente).

Tabela 5. 4 – Detalhamento da nova Lagoa de Detenção feita para o SOF Sul

	Lagoa de Detenção do SOF Sul	Lagoa para atual área de contribuição
Volume para Reservatório de Quantidade	24.415 m ³	223.866 m ³
Volume para Reservatório de Qualidade	12.619 m ³	111.584 m ³
Vazão de saída do Reservatório	146 L/s	1.292 L/s

Esse rebaixamento da superfície, para criação da nova lagoa de detenção do SOF Sul, de acordo com as cotas determinadas significa em um rebaixamento de 4,5 m a montante da lagoa e 2,5 m a jusante da lagoa.

5.2.3 Redes de drenagem

A rede de drenagem da atual área de contribuição da lagoa de detenção do Guará, juntamente com a ampliação do SOF Sul, dimensionada no item 5.2.1, foram utilizadas para modelagem hidráulica e hidrológica no PCSWMM. A precipitação de projeto (representada no hietograma na Figura 5.7) e a precipitação crítica (Figura 5.8) são aplicadas sobre essas redes para avaliar seus resultados.

As características gerais de ambas as redes estão dispostas na Tabela 5.6 abaixo. Pela resolução 09/2011 da ADASA, o valor máximo permitido para lançamentos diretos de águas pluviais é de 24,4 L/(s·ha). Portanto, para uma área de 767 ha e outra de 97 ha, o lançamento máximo permitido, por legislação específica, é de, respectivamente, 18,73 m³/s e 2,37 m³/s – valores também presentes na Tabela 5.5.

Tabela 5. 5 – Características gerais de ambas redes de drenagem

	Atual área de contribuição	SOF Sul
Área	767 ha	97 ha
Vazão máxima permitida	18,73 m ³ /s	2,37 m ³ /s
Nº de “sub-bacias”	677	469
Nº de Poços de Visita (PV)	1.220	125
Nº de Conduitos	1.219	125
Menor diâmetro	0,300 m	0,600 m
Maior diâmetro	1,5 m	2 m
Comprimento total da rede de drenagem	71,40 km	6,87 km
Declividade média do terreno	1,65 %	2,56 %
Elevação máxima	1.148,4 m	1.091,8 m
Elevação mínima	1.080,0 m	1.077,8 m

Uma análise importante para o estudo é a vazão no ponto de lançamento da rede no corpo hídrico para avaliar se o máximo está acima do permitido pela legislação. A Figura 5.10 apresenta dois hidrogramas mostrando a vazão ao final da rede de drenagem, anteriores às lagoas de retenção, tanto para a atual área quanto para a ampliação, ocasionada pela chuva de projeto. A Figura 5.11 mostra um hidrograma também ao final da rede, porém ocasionado pela chuva crítica. Em azul está a vazão originada pela atual área de contribuição para a existente lagoa de retenção, em vermelho é mostrado a vazão referente ao SOF Sul (ampliação).

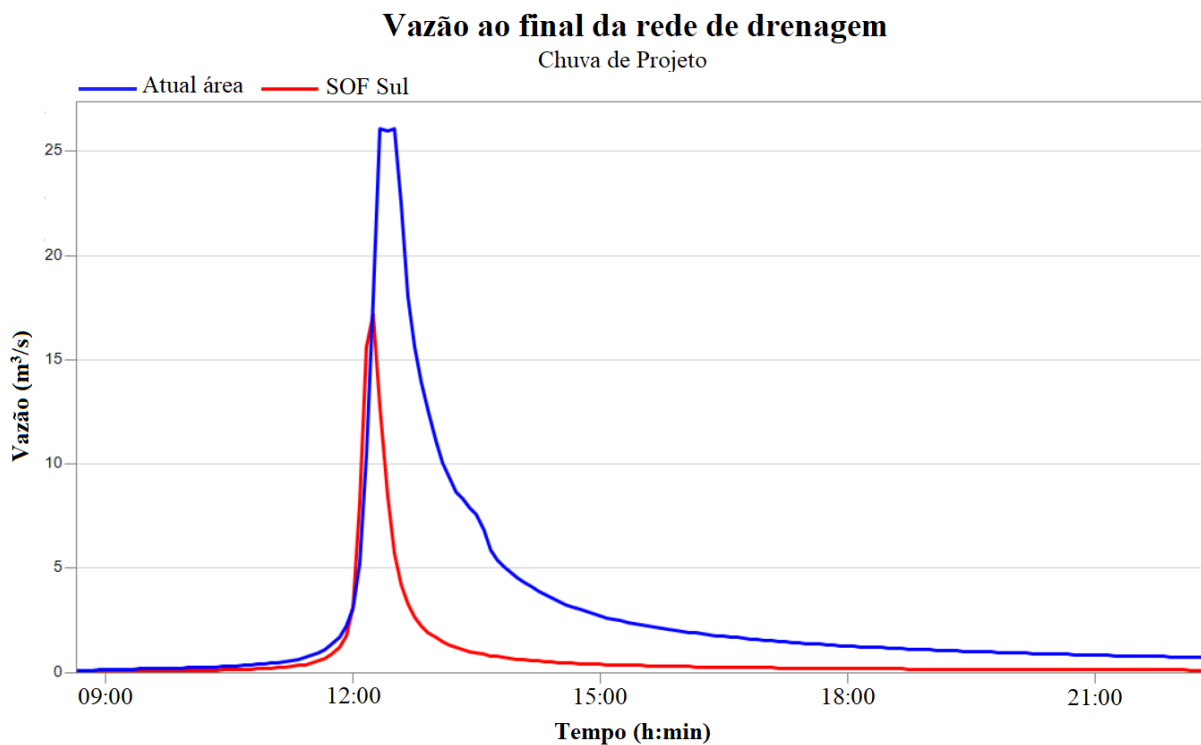


Figura 5. 10 – Vazão no final da rede de drenagem para as áreas estudadas pela chuva de projeto

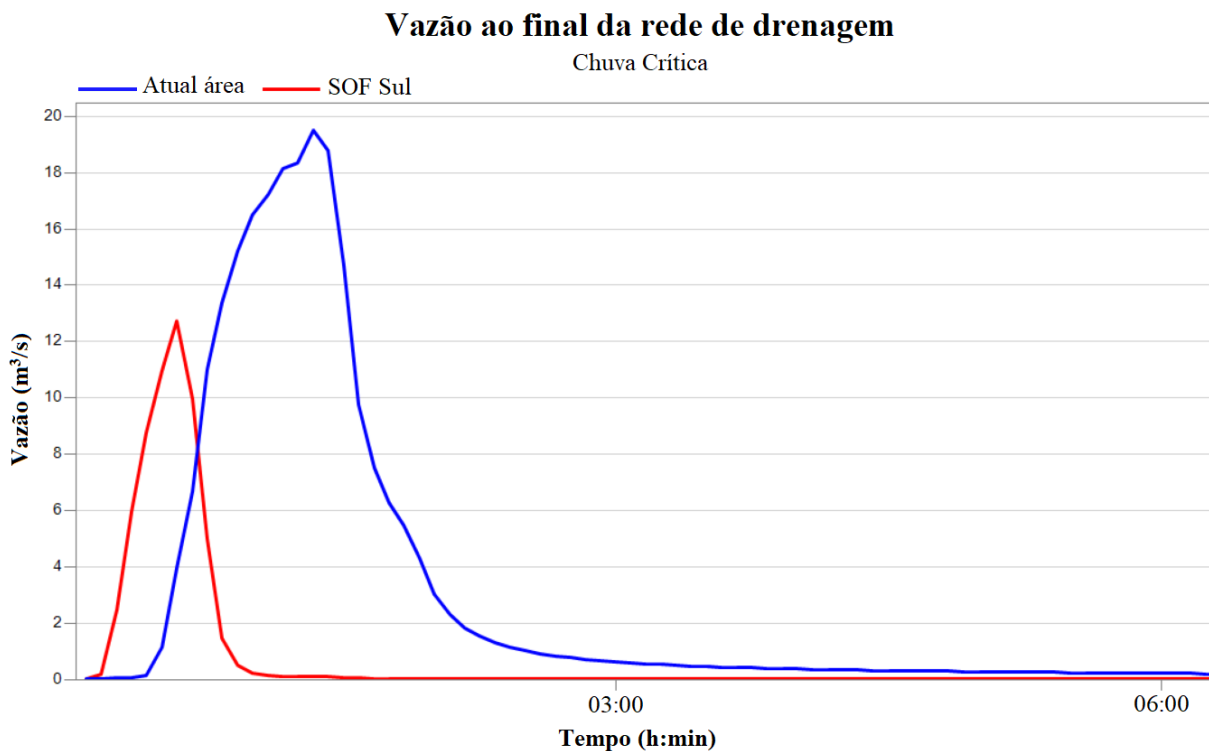


Figura 5. 11 – Vazão no final da rede de drenagem para as áreas estudadas pela chuva crítica

Nota-se, a partir dos hidrogramas nas Figuras 5.10 e 5.11, que as vazões máximas da atual área de contribuição são, para as chuvas de projeto e crítica, respectivamente, 26,1 m³/s e 19,6 m³/s. Para o SOF Sul, as vazões de pico pelas chuvas de projeto e crítica, são 17,2 m³/s e 12,8 m³/s.

Todas estão bem acima do permitido por legislação específica (24,4 L/(s·ha)). Verifica-se então a necessidade de alguma forma de amortecimento da vazão. Para a área atual existe uma lagoa de retenção e para a área de ampliação, foi projetada uma nova lagoa. Como essa lagoa estaria dentro da existente, a atual lagoa terá suas dimensões reduzidas.

5.2.4 Método Racional

Existe uma diferença dessas vazões de projeto/críticas pela modelagem do PCSWMM e pelo método racional. Para a área em que o método racional é aceitável (SOF Sul), fez-se o cálculo utilizando o coeficiente de deflúvio, ou de escoamento superficial, foi a média ponderada das 4 subdivisões feitas no mapa de uso e ocupação do solo. Os valores de cada um estão na Tabela 5.6. O resultado foi um valor de, aproximadamente, 0,5 – que resulta em uma vazão de projeto de 14,3 m³/s para uma chuva com intensidade igual ao tempo de concentração da bacia em questão. Esse valor representa apenas 83 % da vazão de projeto calculada pelo PCSWMM. Mostrando então que esse método, apesar de ser aplicável segundo a ADASA (2018), não é ideal, subdimensionando então a vazão.

Tabela 5. 6 – Coeficiente de deflúvio para diferentes usos e ocupação do solo

Classe	Coeficiente de Deflúvio
Campo	0,15
Solo Exposto	0,25
Áreas Urbanas	0,75
Vias	0,95

Dois fatores tendem a gerar tal subdimensionamento. Primeiramente, o método racional em si não consegue representar o que ocorre de fato no sistema por ter diversas simplificações como considerar um coeficiente único de perdas (deflúvio) para toda a bacia, não avaliar o volume de cheias ou a distribuição temporal das vazões e considerar a taxa de chuva constante e uniforme na bacia durante todo o evento.

Outro fator está na bacia estudada. O SOF Sul, além de ter a área próximo ao limite aceitável pela ADASA para método racional, possui formato quase circular, com um coeficiente de compacidade e um fator de forma (Villela et Mattos, 1975) igual a, respectivamente, 1,16 e 0,90 – possuindo então um formato próximo a um círculo e sendo pouco alongada. Isso pode fazer com que a vazão chegue de uma vez no exutório.

Apesar de ter dado uma diferença relevante (aproximadamente 16%), a vazão de projeto pelo método racional não esteve mais distante do valor pelo PCSWMM porque a área da bacia é próxima ao aceitável de fato para o método racional. Assim, é esperado que, apesar de não ser exato, os valores não fiquem tão distantes. Uma mostra disso é que a vazão por esse método (14,3 m³/s) ficou entre a vazão ocasionada pela chuva de projeto e pela precipitação crítica pelo PCSWMM, respectivamente 17,2 m³/s e 12,8 m³/s.

5.2.5 Inundações nos PVs

A inspeção de inundações dos poços de visitas é importante para entender melhor o que está acontecendo na bacia. Vale notar, porém, que as lagoas de retenção não devem mudar tais valores, tendo em vista que estas existem apenas para amortecer a vazão na saída da rede de drenagem, não ocasionando mudanças significativas a montante, mas podendo reduzir drasticamente a vazão a jusante.

As inundações nos PVs, ocasionados pela chuva de projeto, estão descritas na Tabela 5.7. Importante notar que no SOF Sul não existe nenhuma inundação. Isso ocorre, pois, esse sistema de drenagem foi feito pelo autor utilizando justamente a chuva de projeto e precipitação crítica, seguindo todos os parâmetros recomendados pela ADASA (2018) e NOVACAP (2019). Assim, não deveriam existir inundações para essas precipitações.

Tabela 5. 7 – Dados sobre inundação e os PVs das áreas estudadas para a chuva de projeto

	Atual área de Contribuição	SOF Sul
Volume efluente	158.278 m ³	22.360 m ³
Volume total inundado	63.618 m ³	0
Nº de PVs inundados	511	0
% de PVs inundados	42 %	0
Tempo máximo de inundação em um PV	12,4 h	0
Tempo médio de inundação em um PV	0,06 h	0
Tempo médio de inundação em um PV dado que este sofreu inundação	0,15 h	0

Nota-se mais que um terço dos PVs sofrem inundações, quase metade. Isso pode ser explicado pois essa rede de drenagem não foi dimensionada para um T_R de 10 anos, mas para um de 5 (VOLKEN, 2018) e, quando projetado, a curva IDF recomendada não era a mesma do atual termo de referência da NOVACAP (2019) ou do manual da ADASA (2018). É possível perceber também que o tempo médio de alagamento desses PVs não é tão elevado porque 58 % deles não sofrem inundação. Caso sejam avaliados apenas os PVs que tiveram alagamento, esse tempo médio sobe de 4 min para 9 min.

A Figura 5.12 mostra a localização desses poços (os que inundaram e os que não inundaram), assim como a faixa de tempo em que ficaram nessa situação para a chuva de projeto. É possível perceber que a maior concentração de PVs alagados, pertencentes a área de contribuição atual, se encontram em áreas altamente impermeabilizadas, com muitas vias e áreas urbanas e pouco campo ou solo exposto (mostrada na carta de uso e ocupação do solo na Figura 5.6).

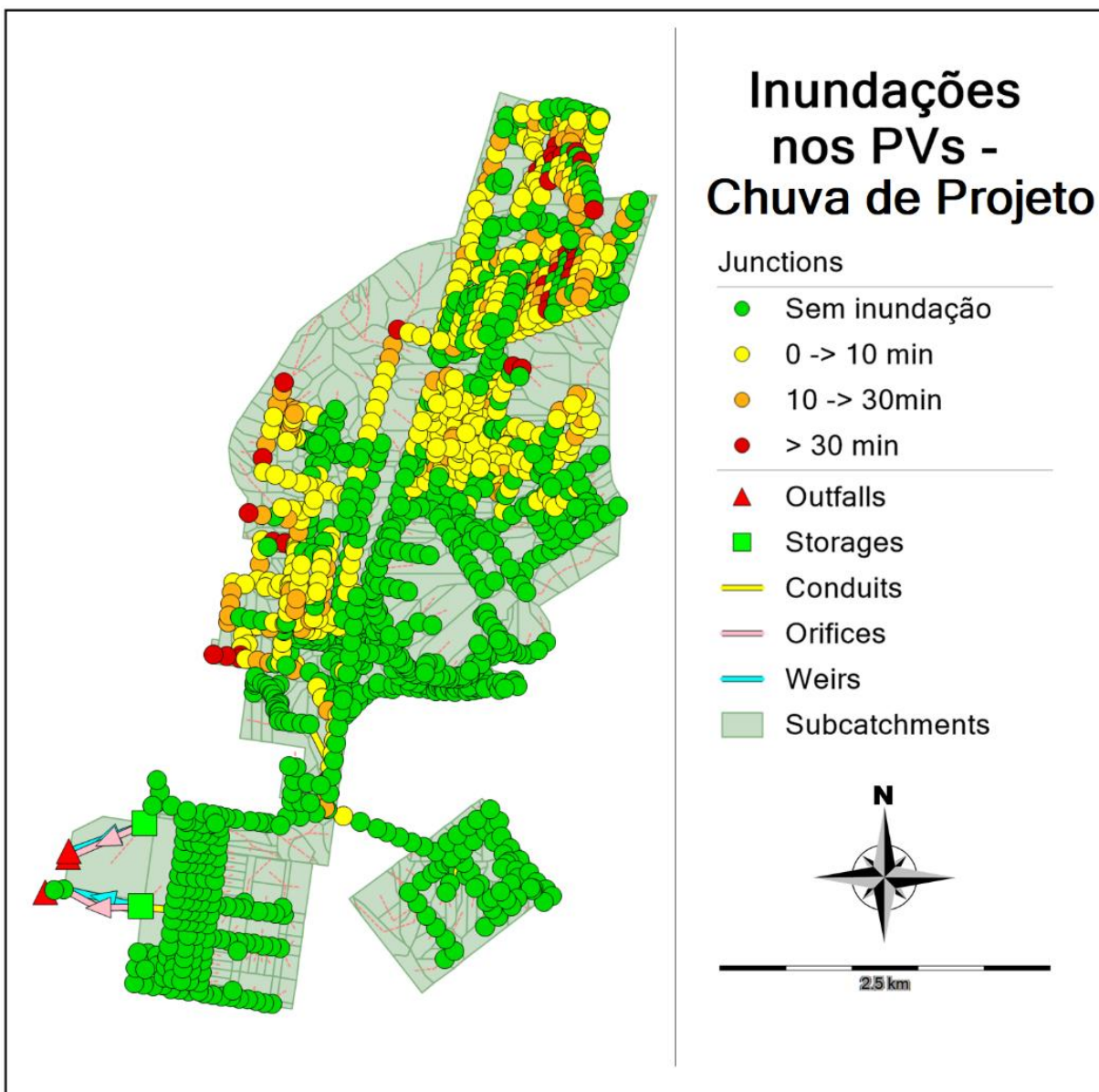


Figura 5. 12 – Inundações nos poços de visita para a chuva de projeto

Fez-se a mesma investigação de inundações nos poços de visitas de ambas bacias para as chuvas críticas (cada bacia tem a sua). Os resultados estão na Figura 5.13 e na Tabela 5.8. Nota-se o mesmo resultado para o SOF Sul quando analisado com a chuva de projeto. Por ter sido projetado utilizando essa chuva também para garantir os termos da NOVACAP (2019), este não sofre inundaçã para a chuva crítica. A atual área de contribuiçã, porém, apresenta algumas diferenças. Nota-se um tempo de inundaçã menor para a chuva crítica, tanto máximo quanto médio. A própria porcentagem de poços de visitas inundados é menor também.

Tabela 5. 8 – Dados sobre inundação e os PVs das áreas estudadas para as chuvas críticas

	Atual área de Contribuição	SOF Sul
Volume efluente	61.120 m ³	15.040 m ³
Volume total inundado	5.276 m ³	0
N° de PVs inundados	194	0
% de PVs inundados	16 %	0
Tempo máximo de inundação em um PV	1,1 h	0
Tempo médio de inundação em um PV	0,04 h	0
Tempo médio de inundação em um PV dado que este sofreu inundação	0,3 h	0

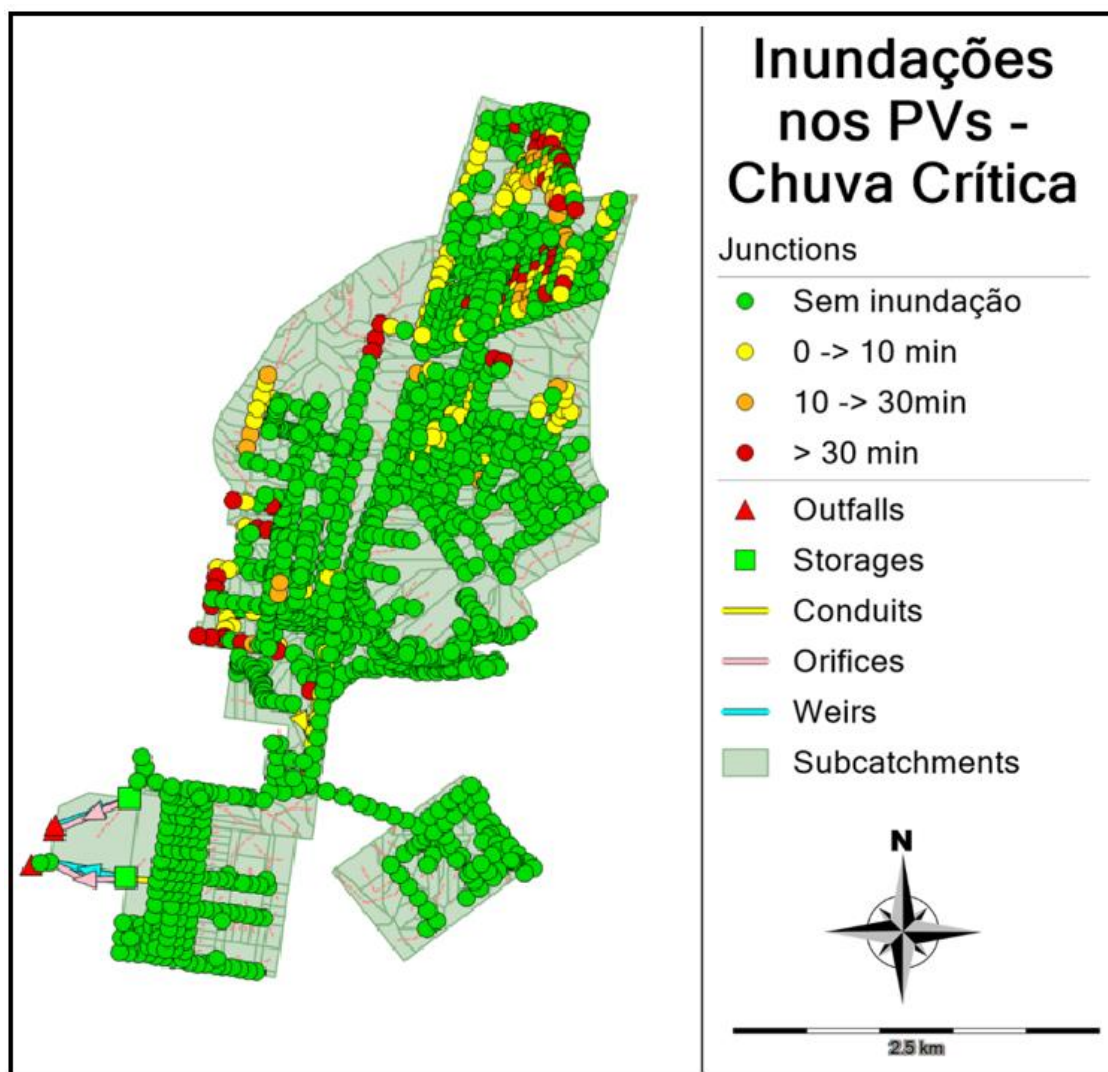


Figura 5. 13 – Inundações nos poços de visita para as chuvas críticas

A Figura 5.14 mostra três perfis de condutos da rede para a chuva de projeto. No canto superior esquerdo, é mostrado um perfil de um sistema que sofre inundação nos 4 PVs e ficam, portanto, com os três condutos apresentados funcionando como conduto forçado. No canto superior direito, nota-se um perfil de um sistema que não sofre inundação nos PVs, mas que está sobrecarregado (a linha da água está acima do conduto). Nesse caso os condutos também atuam como conduto forçado e não seguem a recomendação da ADASA (2018) de permanecerem sempre com um tirante máximo igual a 0,82 vezes o diâmetro da tubulação. Na parte debaixo da imagem, há um perfil que respeita as normas citadas acima, mantendo sempre o tirante máximo abaixo do recomendado, e mantendo a velocidade entre a mínima e máxima permitida.

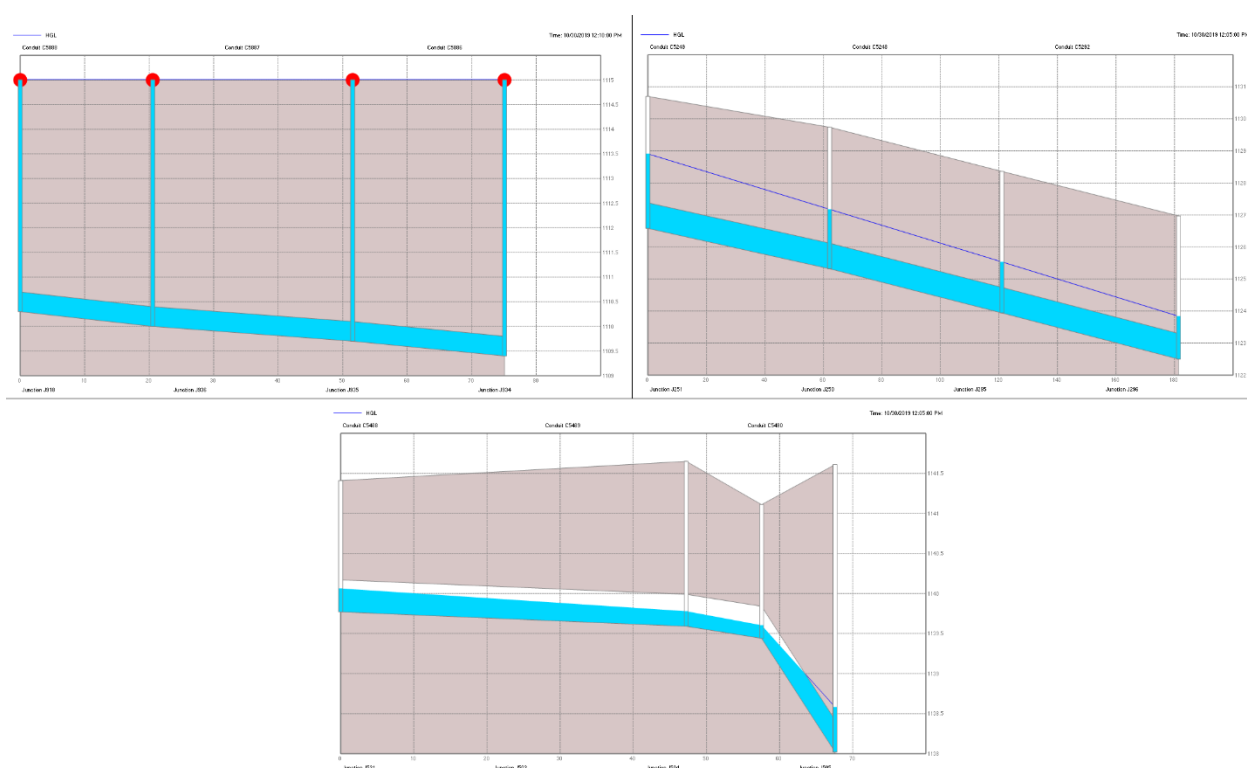


Figura 5. 14 – Perfis de condutos para diferentes situações encontrados na rede de drenagem atual

5.2.6 Capacidade de amortecimento das lagoas de detenção

É verificado, em uma primeira etapa, as relações entre as vazões afluentes e efluentes das lagoas assim como o volume de água ocupado por elas (uma é a lagoa existente, com dimensão

reduzida para a atual área de contribuição, a outra é a lagoa fictícia criada para o SOF Sul). Com isso é analisado se existe conformidade com a resolução nº 9/2011 da ADASA.

Foi notado que utilizando a lagoa do SOF Sul tendo a dimensão recomendada pela ADASA (2018), pela modelagem do PCSWMM não houve alagamento na bacia. A Figura 5.15 mostra o hidrograma no poço de visita antecedente à lagoa de ampliação, juntamente com o hidrograma de saída da lagoa criado para uma vazão máxima de saída de 2,2 m³/s (deixando um fator de segurança para os 2,4 m³/s calculados). Assim, o volume entre ambos hidrogramas representa o volume necessário para amortecimento da vazão de forma efetiva. Existe uma pequena discrepância entre o volume necessário pelo PCSWMM e pelo manual da ADASA (2018) calculado na Tabela 5.4.

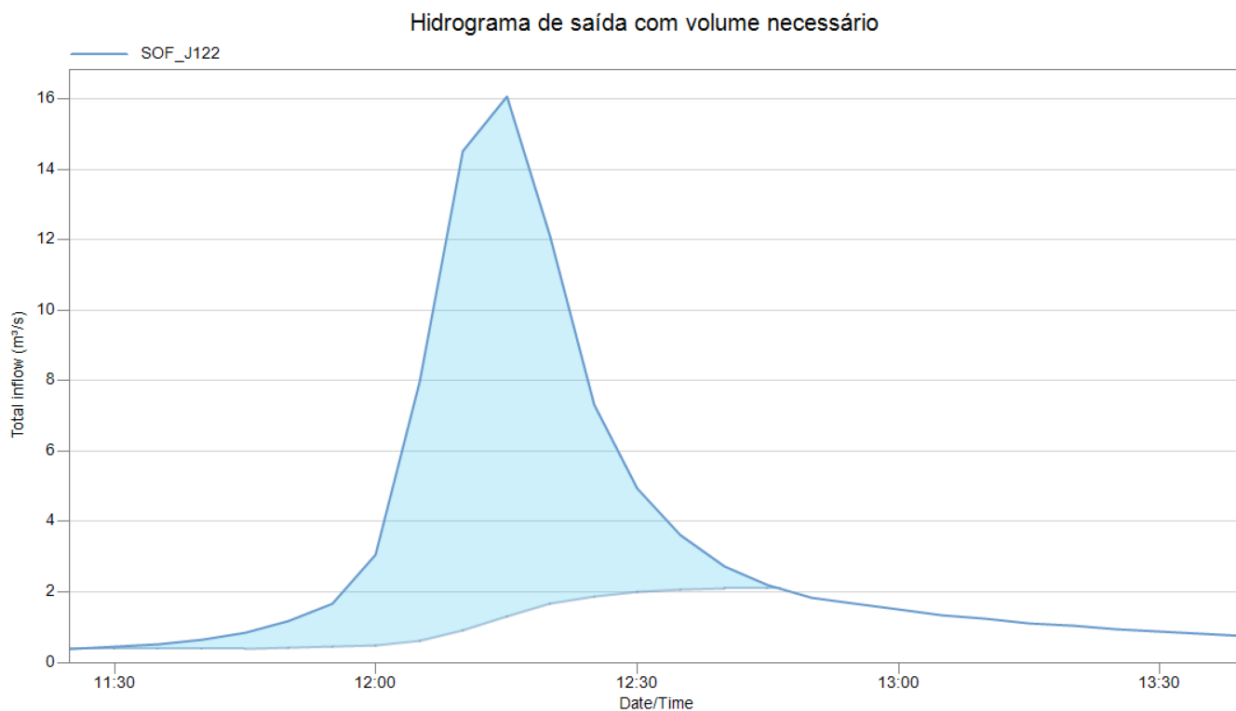


Figura 5. 15 – Hidrograma da saída da lagoa de retenção do SOF Sul com vazão máxima de 2,2 m³/s junto com o hidrogramas do PV antecedente a essa lagoa

O volume obtido pela modelagem do PCSWMM foi de, aproximadamente, 20.500 m³. Esse volume da modelagem foi cerca de 84 % do que o recomendado pelo manual. Mesmo com a bacia em questão tendo formato quase circular, com um coeficiente de compacidade e um fator de forma próximos a 1, apresentando um formato propenso a enchentes, o recomendado pelo manual foi, relativamente, próximo ao da modelagem – errando para um valor maior do que o

real (importante pois o volume proposto no manual conseguiria abater a vazão, só não o faria de forma otimizada). Isso se deve ao fato, em partes, pela bacia ter uma área de 97 ha.

Como os dimensionamentos recomendados pela ADASA (2018) foram feitos utilizando o método racional, e sabendo que esse é, até certo ponto, representativo para escoamentos superficiais em bacias com áreas menores de 100 ha, é esperado que o dimensionamento seja razoável (não exato) – o que de fato foi.

A lagoa de detenção do SOF Sul foi dimensionada no PCSWMM de forma a obter os 22.500 m³ necessários. Contendo 1,5 m de profundidade, a área em planta utilizada para tal fim foi de 15.000 m², gerando um volume de 22.500 m³. Projetou-se a lagoa como tendo formato descrito na Figura 5.16 (vista em planta), com formato aproximadamente trapezoidal reto, com base maior de 40 m, base menor de 20 m e altura de 500 m.

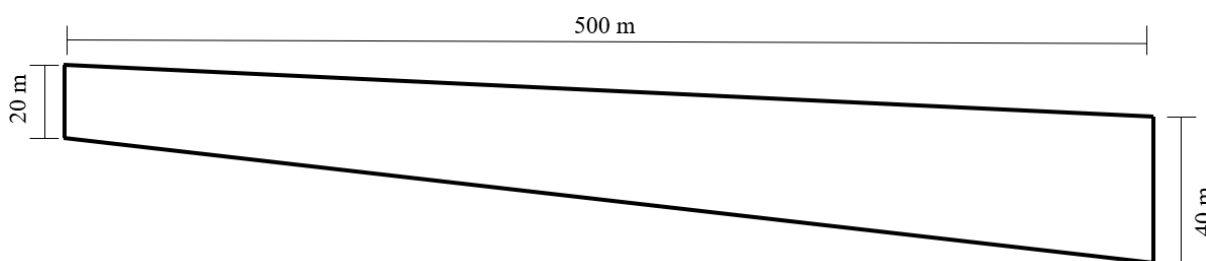


Figura 5. 16 – Aproximação do formato e dimensões da lagoa de detenção do SOF Sul

Os dados a respeito da atual lagoa de detenção foram obtidos a partir do “Relatório do Projeto de Avaliação Ambiental e Estudos de Dissipação do ponto de Lançamento da Galeria do Cruzeiro” feito pela empresa ArKIS Infraestrutura Urbana Ltda (2005) e estão compilados e apresentados na Tabela 5.9.

Nessa tabela também estão descritos os dados da lagoa de detenção fictícia criada para receber as águas urbanas do SOF Sul e os dados da atual lagoa de detenção corrigidos por essa lagoa fictícia do SOF Sul (a área e volume total irão diminuir tendo em vista que a nova lagoa “criada” está ocupando parte do espaço da antiga). A nova lagoa de detenção tendo 1,5 m de profundidade com uma área em planta de 15.000 m² ocuparia, aproximadamente, 6% da área total da atual lagoa de detenção existente.

Tabela 5. 9 – Parâmetros originais e corrigidos da atual e da nova lagoa de detenção

		Parâmetros Originais da Lagoa existente	Parâmetros Corrigidos da Lagoa existente	Parâmetros da Nova Lagoa do SOF Sul
Lagoa de detenção	Cota de fundo	1.079 m	1.079 m	1.076,5 m
	Cota do topo	1.080,8 m	1.080,8 m	1.078 m
	Profundidade	1,8 m	1,8 m	1,5 m
	Área	255.000 m ²	240.000 m ²	15.000 m ²
	Volume Total	459.000 m ³	432.000 m ³	22.500 m ³
Orifício de Saída	Diâmetro	1 m	1 m	0,8 m
	Comprimento	2,25 m	2,25 m	-

As Figuras 5.17 e 5.18 mostram os hidrogramas da entrada e saída da lagoa do SOF Sul. É possível perceber que, de fato, é apresentado um amortecimento da vazão de pico extremamente significativo. A Tabela 5.10 mostra os valores dessas vazões máximas de entrada e saída de ambas as lagoas de detenção, assim como suas eficiências (calculada a partir da equação 4.8). É visto que a o abatimento da atual área de contribuição permanece acima do necessário mesmo com a lagoa tendo suas dimensões reduzidas.

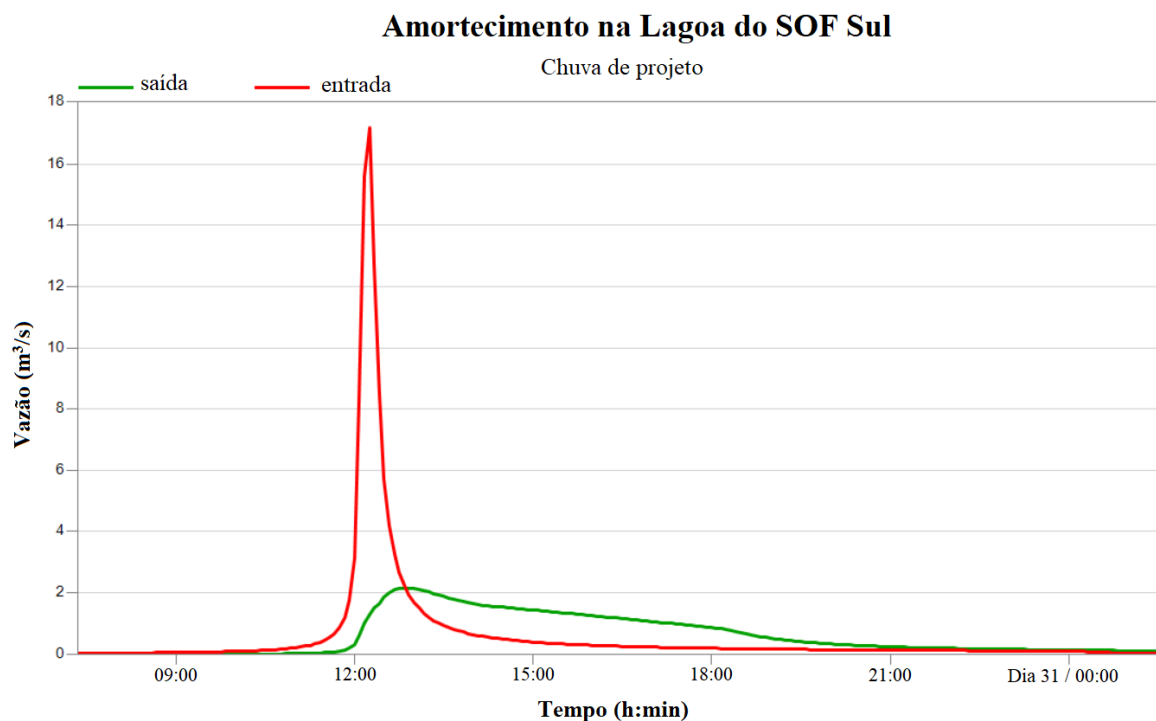


Figura 5. 17 – Hidrograma da lagoa de detenção do SOF Sul para a chuva de projeto

Amortecimento na Lagoa do SOF Sul

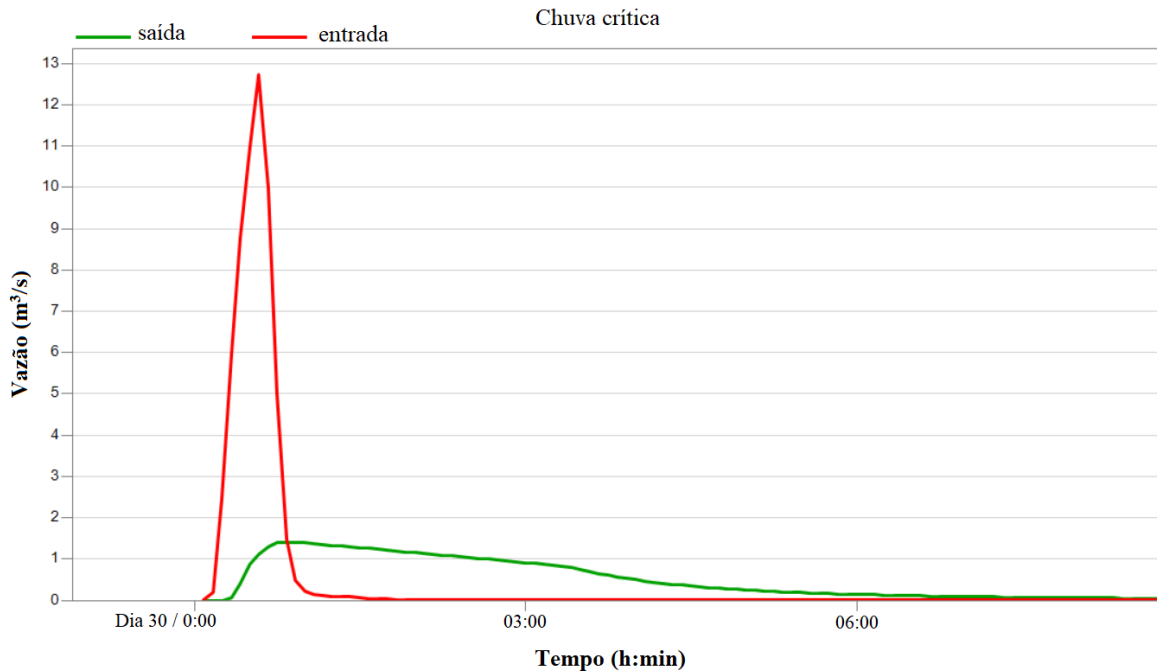


Figura 5. 18 – Hidrograma da lagoa de detenção do SOF Sul para a chuva crítica

Tabela 5. 10 – Eficiência das lagoas de detenção para ambas as chuvas

		Lagoa atual com parâmetros corrigidos	SOF Sul
Chuva de Projeto	Máxima vazão de entrada	26,1 m ³ /s	17,2 m ³ /s
	Máxima vazão de saída	1,3 m ³ /s	2,2 m ³ /s
	Eficiência	5 %	13 %
Chuva Crítica	Máxima vazão de entrada	19,6 m ³ /s	12,8 m ³ /s
	Máxima vazão de saída	0,6 m ³ /s	1,4 m ³ /s
	Eficiência	3 %	11 %

5.2.7 Lagoas de Qualidade e de Quantidade

As modelagens feitas acima utilizaram apenas um reservatório para resolver o problema de “quantidade” do escoamento superficial, avaliando o abatimento da vazão de pico, porém sem quantificações ou simulações sobre a qualidade desse escoamento. Analisou-se a utilização de uma lagoa de qualidade no SOF Sul em série com uma lagoa para a quantidade, dimensionadas como recomendado pela ADASA (2018) – valores dispostos na Tabela 5.4. Não foi avaliado de fato a qualidade do escoamento que entra na lagoa de detenção.

Porém, ao serem dispostas em série, a lagoa de quantidade (estaria a jusante da de qualidade) acaba ficando superdimensionada, pois a lagoa de qualidade já abate parte da vazão de pico. Para a mesma rede de drenagem criada para o SOF Sul, substitui-se uma única lagoa de detenção por duas (de quantidade e qualidade) como mostrada na Figura 5.19.

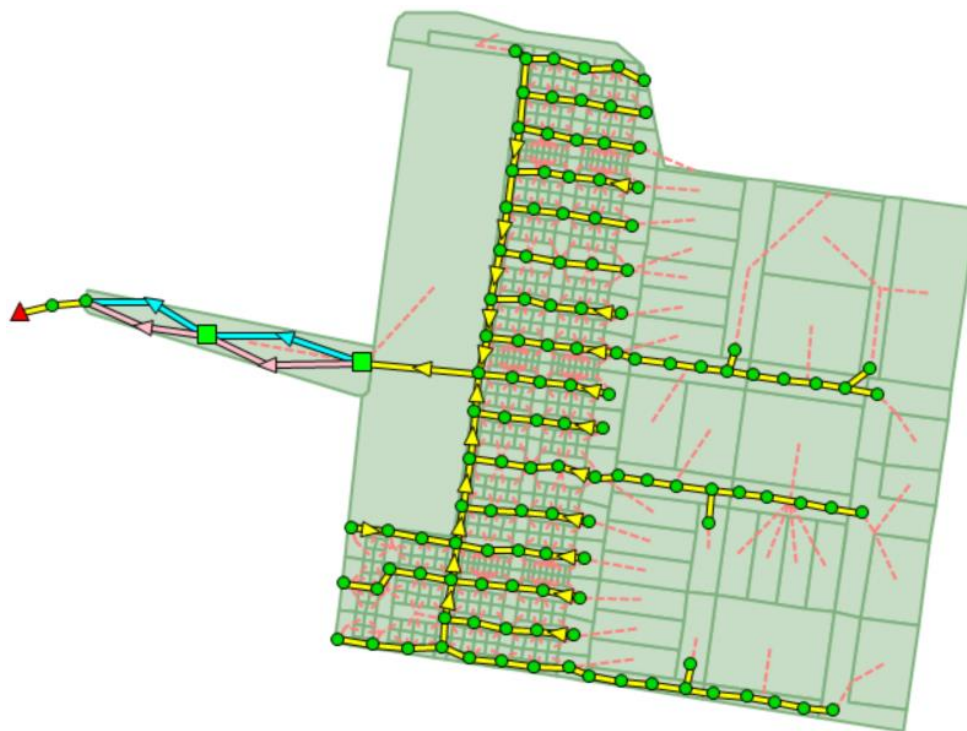


Figura 5. 19 – Bacia do SOF Sul com 2 lagoas de detenção (para qualidade e quantidade)

Apesar do manual da ADASA (2018) propõe que a lagoa de qualidade e de quantidade devam ter, respectivamente, 12.619 m^3 e 24.415 m^3 , ao modelar a lagoa de qualidade a montante, como recomendado, com um volume de 12.750 m^3 , a lagoa de quantidade consegue atender a legislação específica de $24,4 \text{ L}/(\text{s}\cdot\text{ha})$ tendo apenas 13.500 m^3 representando uma diminuição de 45 % do valor recomendado.

Esse valor representa quase metade do volume calculado a priori. A vazão de saída, baseada na equação 4.4, deveria ser de $0,15 \text{ m}^3/\text{s}$, e, na modelagem, a lagoa de qualidade apresentou vazão de saída (para a de quantidade) média de $0,15 \text{ m}^3/\text{s}$ – somando a saída pelo orifício e vertedor. O importante dessa quantificação é garantir que a lagoa em questão seja esvaziada em 24 h para prevenir a proliferação de insetos vetores de doença – o que foi atingido.

5.2.8 Análise 2D

As análises em 2D do PCSWMM consideraram o contorno da atual área de contribuição e a ampliação do SOF Sul como um limite. Assim, a inundação de uma poderia influenciar na outra (a água poderia passar de uma bacia para a outra) e a mesma resolução de malha é usada para ambas. Foram feitas análises considerando e desconsiderando as obstruções existentes.

Sem considerar as obstruções existentes, com a malha tendo uma resolução espacial de 10 m, o resultado da modelagem é mostrado na Figura 5.20. Percebe-se que a maior parte das inundações ocorrem no cruzeiro, local extremamente impermeabilizado, e em áreas aonde não existem muitos PVs. A parte mais escura do mapa está em torno do primeiro PV daquela região e em local que o lote está vazio, sendo possível que a água fique retida nele.

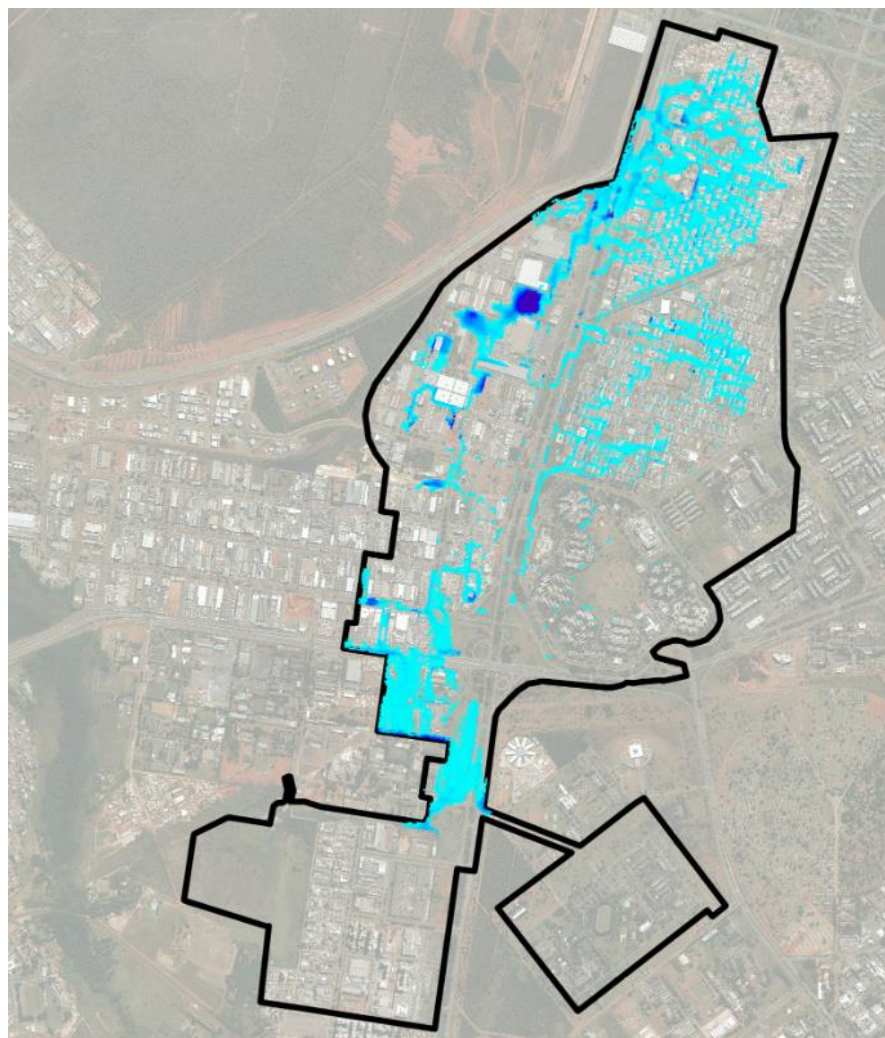


Figura 5. 20 – Resultado da análise 2D do PCSWMM com a interferência das obstruções

Em seguida é analisado o cenário sem as obstruções – Figura 5.21. Foi feito esse cenário pois apesar dessas interferências existirem, ao utilizar os lotes do Geoportal, nota-se que na realidade alguns lotes ainda não estão construídos, prédios com pilotis não oferecem obstrução como modelado pelo PCSWMM, e em muitas ocorrências, nota-se a existência de calçadas ou vias internas para atravessar o lote (onde o escoamento superficial poderia ir).

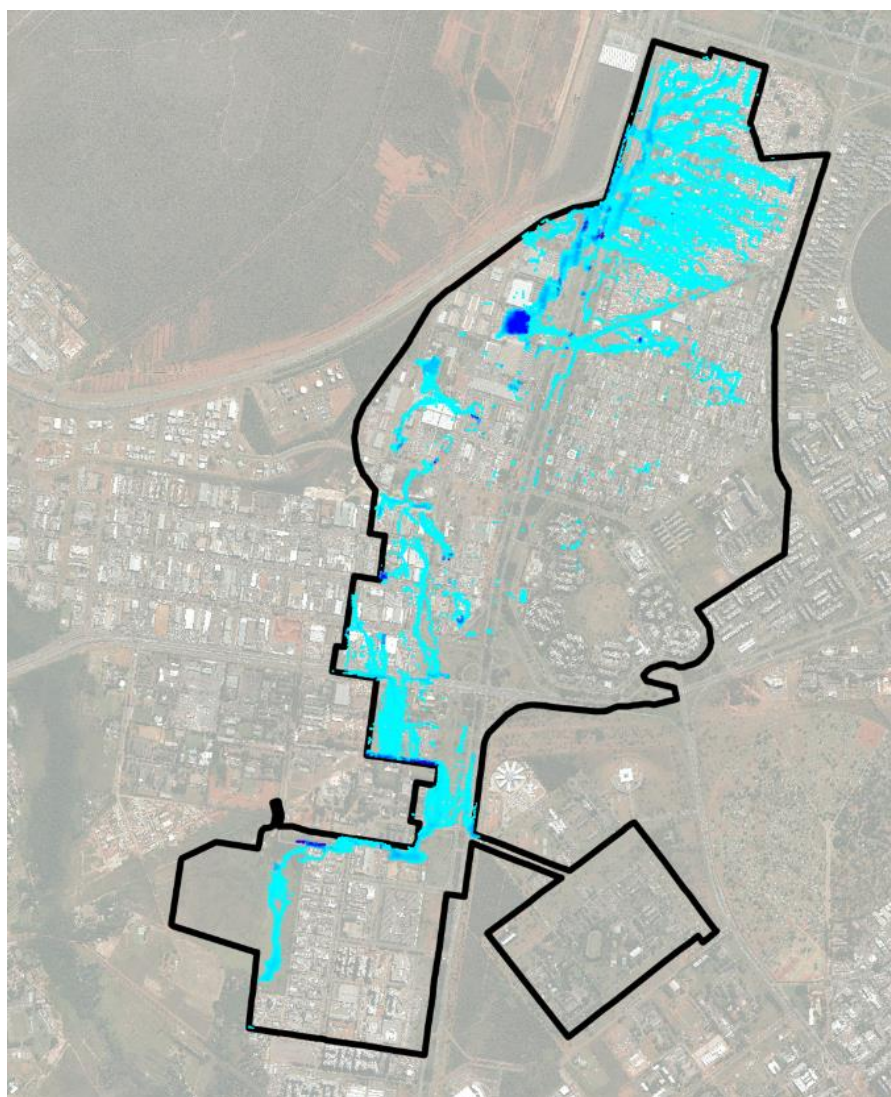


Figura 5. 21 – Resultado da análise 2D do PCSWMM sem a interferência das obstruções

Percebe-se que apesar do SOF Sul ter sido criado para que não exista inundação, haverá parte da inundação por conta da atual área de contribuição. Os alagamentos ocorridos nela tendem a chegar na área de vegetação do SOF Sul, e acaba não indo para a lagoa de retenção por essa ter uma cota maior do que a área em questão. Isso não ocorria no outro cenário (com obstrução)

pois parte do lote protegia a água de escorrer superficialmente. Na realidade é perceptível que existe sim a possibilidade desse escoamento ir por esse caminho (lote sem construção), mostrando a importância desse cenário na análise de possíveis alagamentos.

É possível perceber que existe uma área menor de alagamento, principalmente na parte sul do cruzeiro. Isso ocorre pois, nesse cenário, a água pode correr livremente sem ser parada por obstruções – sem formar então poças.

6 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Conclui-se que a rede de drenagem proposta acoplada à nova lagoa de retenção do SOF Sul dimensionada no presente trabalho são suficientes para amortecer o escoamento superficial da área de ampliação para atender à legislação específica. Verifica-se que a lagoa de retenção projetada a partir da modelagem do PCSWMM possui volume de apenas 84 % da projetada pelo recomendado pela ADASA (2018) ou NOVACAP (2019) – foi então superdimensionada para esse caso. Mostrou-se a importância de uma modelagem para sistemas de drenagem urbana mesmo em áreas em que o uso desse método é aceitável, como o caso do SOF Sul.

A atual lagoa de retenção, que apresenta capacidade ociosa, continuaria apresentando folga, mesmo com dimensões reduzidas para a criação da nova lagoa do SOF Sul – ela ocuparia apenas 6 % da área total da atual lagoa de retenção. É mostrado que a área em que a atual lagoa se encontra é bem maior do que o necessário para atender as recomendações do manual da ADASA (2018) e o termo de referência da NOVACAP (2019).

Também foi mostrado que a utilização de lagoas de retenção de qualidade em quantidade em série como recomendado pela ADASA (2018) acaba fazendo com que a dimensão da lagoa de qualidade (a jusante) possa ficar superdimensionada, pois a lagoa de qualidade acaba abatendo parte da vazão. No presente projeto, essa lagoa de qualidade representa apenas 55 % do recomendado pelo manual. Isso significa que ao seguir o recomendado, se estaria construído uma lagoa que teria um volume 80 % maior do que uma dimensionada usando o PCSWMM.

Essas diferenças no dimensionamento podem resultar em um impacto financeiro altíssimo. No cenário das lagoas em série, sem a modelagem hidrológica seria escavado quase o dobro do volume. Já no cenário com apenas uma lagoa para resolver apenas o problema de quantidade de escoamento, iria se escavar aproximadamente 20 % a mais. Esses valores representam um alto custo de escavação e transporte e devem ser levados em consideração por tomadores de decisão.

A análise 2D foi interessante para mostrar as áreas em que se encontram as piores situações de inundação em um projeto de drenagem e pode ser realística, caso se tenha dados da rede e de microdrenagem com detalhamento necessário. Portanto, caso se disponha de um cadastro “*as built*” confiável e detalhado do sistema de drenagem e uma topografia de precisão, pode-se criar mapas de risco e será possível prever quais as áreas mais vulneráveis e sensíveis a situações de

alagamentos e inundações. Para projetos de sistemas de drenagem, ela pode ser uma ferramenta de apoio para análise de consequências a eventos com período de retorno superior ao de projeto.

O trabalho mostrou a importância do uso de topografia de precisão, obtida pelo LiDAR, na confecção do MDT e seu uso na modelagem, pois permite uma análise mais precisa dos possíveis alagamentos. Ressalta-se que o presente estudo mostra que, para as precipitações de projeto e críticas usadas, e dentro da modelagem no PCSWMM, não ocorreram alagamentos. Para chuvas com tempos de retornos maiores eles provavelmente poderão ocorrer.

Como recomendação para futuros estudos na bacia, uma análise mais detalhada sobre transformar a atual lagoa de detenção em uma lagoa de usos múltiplos, tendo em vista seu possível valor econômico é interessante. Outra recomendação é para fazer a mesma análise feita para o SOF Sul, para outras regiões próximas a lagoa e que ainda não possuem um sistema de drenagem, visando diminuir ainda mais a capacidade ociosa da lagoa. Também pode vir a ser interessante fazer um estudo na atual área de contribuição, utilizando LIDs para tentar remover a inundação causada (vista na análise 2D) – como trincheiras e valas de infiltração. Por último, recomenda-se um estudo sobre a qualidade do escoamento superficial do SOF Sul, tendo em vista que esse pode apresentar valores altos de óleos e graxas, sendo possível fazer um estudo mais detalhado a respeito utilizando o módulo de qualidade do PCSWMM para avaliar esse impacto.

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.
- ANA – Agência Nacional de Águas (2017). Atlas esgotos: despoluição de bacias hidrográficas / Agência Nacional de Águas, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental.
- ArKIS Infraestrutura Urbana Ltda. (2005). Projeto de avaliação ambiental e estudo de dissipação dos pontos de lançamentos da galeria do Cruzeiro – Guará – Distrito Federal. Brasília, DF, 56p.
- Baptista, M; Nascimento, N.; Barraud, S. (2011) Técnicas compensatórias em drenagem urbana. 2ª edição.
- Barros, F.V.; Martins, E.S.P.R.; Nascimento, L.S.V.; Jr., Reis, D.S. (2010). Use of Multiobjective Evolutionary Algorithms in Water Resources Engineering. Capítulo III. Springer.
- Botelho, C. H. C. (2011). Águas de chuva. Engenharia das águas pluviais nas cidades. 3 ed. São Paulo, Editora Edgard Blucher Ltda. 297 p.
- Butler, D.; Digman, C. J.; Makropoulous, C.; Davies, J. W. (2018). Urban Drainage. 4. Ed. London: CRC Press, Taylor & Francis Group. 587 pg.
- 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 de Águas de Drenagem Urbana na Bacia do Lago Paranoá. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
- Debo, T. N.; Reese, A. J. (2003). Municipal Stormwater Management: 2. Ed. Lewis Publishers.
- Deletic, A. (1998). The first flush load of urban surface runoff. Water research, v. 32, n. 8, p. 2462-2470.
- EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (2004). Mapa Pedológico Digital – SIG Atualizado do Distrito Federal Escala 1:100.000 e uma Síntese do Texto Explicativo. Documento 120. Planaltina–DF: Embrapa Cerrados.
- ESTADÃO (2017). Brasília tem o metro quadrado mais caro do Brasil. Disponível em: <<https://economia.estadao.com.br/noticias/releases-ae,brasil-tem-o-metro-quadrado-mais-caro-do-brasil,70001685679>> / Acesso em: 06 de Junho de 2019.
- Ferreira, L. C. A. (2008) Variação da qualidade da água do escoamento superficial de duas bacias de drenagem de Natal / RN – Brasil. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- Fletcher, T. D.; Shuster, W.; Hunt, W. F.; Ashley, R.; Butler, D.; Arthur, S.; Trowsdale, S.; Barraud, S.; Semadeni-Davies, A.; Bertrand-Krasjewski, J. L.; Mikkelsen, P. S.; Rivard, G.; Uhl, M.; Dagenais, D.; Viklander, M. (2015) SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. Urban Water Journal.
- GDF – Governo do Distrito Federal, Secretaria de Estado de Obras, (2009). Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal. Volume 5. Brasília.
- Hawkins, R. H.; Ward, T.; Woodward, D.; Van Mullem, J. (2009). Curve Number Hydrology – State of the Practice. The ASCE/EWRI Curve Number Hydrology Task Committee.
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2013). Manual Técnico de Uso da

- Terra. 3ª edição. Manuais técnicos em geociências, número 7. Brasil, p. 171.
- Irvine, N. K.; Sovann, C.; Suthipong, S.; Kok, S.; Chea, E. (2015). Application of PCSWMM to Assess Wastewater Treatment and Urban Flooding Scenarios in Phnom Penh, Cambodia: A Tool to Support Eco-City Planning.
- Lee, J. S.; Li, M. H. (2009). The impact of detention basin design on residential property value: Case studies using GIS in the hedonic price modeling. *Landscape and Urban Planning*.
- Luk, G. K. (1999). Evaluation of dual-purpose detention pond designs with the storm water management model (SWMM). *Canadian Water Resources Journal / Revue Canadienne des ressources hydriques*,
- Maestre, A.; Pitt, R. (2005). The National Stormwater Quality Database, Version 1.1: A compilation and Analysis of NPDES Stormwater Monitoring Information. Report Prepared for U.S. Environmental Protection Agency (EPA), Washington, DC.
- Maidment, D. R. (1993). *Handbook of Hidrology*. McGraw-Hill, Inc.
- Mass (2017). Massachusetts Stormwater handbook and stormwater standards. Volume 2 chapter 2: Structural BMP specifications for the Massachusetts stormwater handbook. 133 pg.
- METRÓPOLES. (2016). Brasília tem o metro quadrado mais caro do Brasil. Disponível em: <<https://www.metropoles.com/distrito-federal/brasil-tem-o-metro-quadrado-mais-car-do-brasil>> / Acesso em: 06 de Junho de 2019.
- Misra, P., Avtar, R., & Takeuchi, W. (2018). “Comparison of Digital Building Height Models Extracted from AW3D, TanDEM-X, ASTER, and SRTM Digital Surface Models over Yangon City”. *Remote Sensing*, 10(12), 2008. p. 25.
- Mousa, A., Helmholz, P., & Belton, D. (2017). “New DTM extraction approach from airborne images derived DSM.” *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing & Spatial Information Sciences*, p. 42.

- Mousa, Y., Helmholtz, P., Belton, D., & Bulatov, D. (2019). "Building detection regularization using DSM and imagery information." *The Photogrammetric Record*, 34(165), 85-107.
- Nascimento, N. O.; Ellis, J. B.; Baptista, M. B.; Deutsch, J. -C. (1999). Using detention basins: operational experience and lessons. *Urban Water* 1. (113-124).
- NOVACAP (Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil) (2019). Termo de Referência e Especificações para elaboração de projetos de sistema de drenagem pluvial no Distrito Federal. NOVACAP, 25 pg.
- Nota Técnica nº 04/2014 – CTPA/CRH-DF Assunto: Enquadramento dos corpos de água superficiais do Distrito Federal
- Olesen, K. B., Stephansen, D. A., van Alst, N., & Vollertsen, J. (2019). "*Microplastics in a Stormwater Pond*". *WATER*, 11(7), 1466.
- Paula, A. C. V. (2019). Estudo Experimental e Modelagem da Lagoa de retenção do Guará – DF: Comportamento no amortecimento de cheias e na alteração da qualidade da água. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, p. 156.
- Righetto, A. M. (2009). Manejo De Águas Pluviais Urbanas. Projeto PROSAB, Editora ABES, Rio de Janeiro, 396 pg.
- Rosa, L. G.; Sousa, J. T.; Lima, V. L. A.; Araújo, G. H.; Silva, L. M. A. (2014). Pré-tratamento das águas residuárias provenientes de empresas de lavagem de veículos.
- Rossman, L. A. (2016). Stormwater Management Model Reference Manual. Volume I – Hidrology (Revised). Office of Research and Development Water Supply and Water Resources Division. New York. US EPA. 233 pg.
- SEGETH (2019). Geoportal: Infraestrutura de dados espaciais – IDE/DF. Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação.

- Shinma, T. A. (2015). Avaliação de incertezas na calibração automática do modelo SWMM. Tese de Doutorado em Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 212 pg.
- Silveira, A. L. L. (2005). Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol 10 n° 1, p. 19.
- Tucci, C. E. M. (1993). Hidrologia: ciência e aplicação. 2ª Edição. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS. 943 pg.
- Tucci, C. E. M. (1995). Drenagem Urbana. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS/ABRH. 428 pg.
- Tucci, C. E. M. (2005). Modelos Hidrológicos. Segunda Edição. Ed. Universidade UFRGS, ABRH. 678 pg.
- UNESCO (2013). Brasilia – Map of the World Heritage property. Disponível em: <<http://whc.unesco.org/en/documents/123607/>> Acesso em 22/06/2019.
- Volken, N. J. (2018). Avaliação hidráulica e hidrológica de bacias de retenção. Estudo de caso da bacia do Guará II – DF. Monografia de Projeto Final em Engenharia Ambiental – Universidade de Brasília.
- Von Sperling, M. (2014). Princípios do Tratamento Biológico de águas Residuárias. Vol. 7. Estudos e modelagem da qualidade da água de rios. 2 ed. Belo Horizonte, Editora UFMG. 588 pg.
- Vermont (2017). Vermont Stormwater Management Manual Rule and Design Guidance. Vermont Agency of Natural Resources. 180 pg.
- Villela, S.M.; Mattos, A. (1975). Hidrologia Aplicada. São Paulo, McGraw-Hill, p. 245.