

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

**ANÁLISE HIDRÁULICA-HIDROLÓGICA DA
IMPLANTAÇÃO DE BACIAS DE RETENÇÃO E DETENÇÃO
EM VICENTE PIRES**

LUÍSA DE FARIA MACHADO CEOLIN

ORIENTADOR: SÉRGIO KOIDE, PhD
CO-ORIENTADORA: MARIA ELISA LEITE COSTA, MsC

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

BRASÍLIA / DF: JULHO / 2019

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

**ANÁLISE HIDRÁULICA-HIDROLÓGICA DA
IMPLANTAÇÃO DE BACIAS DE RETENÇÃO E DETENÇÃO
EM VICENTE PIRES**

LUÍSA DE FARIA MACHADO CEOLIN

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

APROVADA POR:

SÉRGIO KOIDE, PhD (UnB)

ALEXANDRE KEPLER SOARES, D.Sc (UnB)

JEFERSON DA COSTA

DATA: BRASÍLIA/DF, 11 DE JULHO DE 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

CEOLIN, LUÍSA DE FARIA MACHADO

Análise Hidráulica-Hidrológica da Implantação de Bacias de Retenção e Detenção em Vicente Pires [Distrito Federal] 2019.

xiv, 99 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)

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

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Drenagem Urbana

2. SWMM

3. Bacias de Retenção

4. Bacias de Detenção

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CEOLIN, L.F.M. (2019). Análise Hidráulica-Hidrológica da Implantação de Bacias de Retenção e Detenção em Vicente Pires. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luísa de Faria Machado Ceolin

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise Hidráulica-Hidrológica da Implantação de Bacias de Retenção e Detenção em Vicente Pires

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2019

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

Luísa de Faria Machado Ceolin

SQS 303 bloco F apt. 102, Asa Sul

70336-060 - Brasília/DF - Brasil

*Dedico este trabalho ao meu avô,
Maurício Leite de Faria Machado (in memoriam),
que me inspirou a seguir o caminho da engenharia
e sempre acreditou em mim.*

Agradecimentos

Aos meus pais, por me apoiarem em todas as minhas decisões, por sempre me proporcionar as melhores condições para eu estudar e finalizar meu curso e por sempre me aconselharem nos momentos em que tive dúvidas ou medo. Palavras não são suficientes para agradecer por tudo o que fizeram por mim.

Ao professor Koide e à Maria Elisa, por terem aceitado me orientar, por impulsionarem meu crescimento acadêmico e pessoal, incentivando a minha busca por mais conhecimento, compartilhando ensinamentos e experiências, e por serem pacientes comigo e sempre estarem à disposição para esclarecer quaisquer dúvidas acerca deste trabalho.

À Adasa e à Caesb, por terem disponibilizado os dados para a realização deste trabalho. À Novacap e à Topocart, pela disponibilização dos projetos utilizados e pela disponibilidade para tirar as minhas dúvidas a respeito do mesmo. À CHI Water pelo fornecimento da licença estudantil do programa PCSWMM.

À Universidade de Brasília, por me proporcionar uma graduação gratuita de qualidade, pelas oportunidades de aprendizado acadêmico e de crescimento pessoal que tive durante estes 5 anos de graduação. Às minhas professoras e professores, obrigada por terem sido exemplos de profissionais e passado o seu conhecimento, tanto acadêmico quanto pessoal, para mim. Às minhas amigas do só 4, Ana Paula Bona, Carolina May e Bárbara Mourão, por fazerem parte da minha vida desde o primeiro semestre e por serem companheiras incríveis nessa jornada da nossa graduação, não tenho palavras para descrever a gratidão que sinto por ter vocês ao meu lado. Aos meus amigos da turma 100, pela amizade boa e leve e pelo apoio mútuo que tivemos durante esses anos. Ao grupo do Maplu, pelo apoio, principalmente ao meu companheiro de PF, Fernando Cornachioni, pela amizade e força nos momentos de desespero, e ao Rodrigo Schleier, por ter disponibilizado o seu tempo e ter feito as fotos aéreas maravilhosas das bacias deste trabalho com o drone. A todos os amigos que fiz, obrigada por me acolherem e pelas boas risadas.

Ao meu revisor de texto oficial, Gustavo Gonçalves, obrigada por ter lido e relido incontáveis vezes meus textos para este trabalho, por estar do meu lado quando eu precisei, por todo o apoio e carinho dado e pelos momentos bons que me proporciona.

Por fim, a todas as pessoas além das citadas que fazem parte da minha vida ou que passaram por ela e deixaram apenas coisas boas em mim, obrigada por terem contribuído para que eu chegasse até aqui.

Resumo

O desenvolvimento urbano acelerado e desorganizado vivenciado pelas cidades brasileiras traz grandes problemas para a drenagem pluvial, devido à grande impermeabilização do solo, retirada da cobertura vegetal e à ocupação de leitos de cheias naturais de rios. A impermeabilização do solo contribui para o aumento do volume escoado e, conseqüentemente, para o aumento da vazão de pico durante o evento de chuva, reduzindo, em contrapartida, o tempo de concentração. Essa situação contribui para a ocorrência de enchentes com maior frequência e maiores magnitudes, além de afetar na qualidade da água segue para o corpo hídrico. Diante da necessidade de resolver os problemas causados pelas inundações, surgiram métodos que visam minimizá-las, seja por meio do escoamento rápido da água pluvial ou favorecendo de sistemas de infiltração e/ou retenção/detenção das águas pluviais. Diante do apresentado, o presente trabalho teve por objetivo analisar o comportamento de bacias de retenção em implantação diante de eventos de chuvas intensas, localizadas no Setor Habitacional Vicente Pires, área do Distrito Federal que apresenta grande desenvolvimento urbano sem o devido planejamento, além de analisar a rede de contribuição das bacias, por meio do projeto fornecido pela Novacap, feito pela Topocart. Para isso, foram realizadas simulação com o programa SWMM (*Storm Water Management Model*) por meio do PCSWMM para diferentes chuvas de projeto, comparando com a situação atual da região – sem o sistema de drenagem. As simulações realizadas apresentaram que a rede está sobrecarregada e as bacias subdimensionadas, sendo que a bacia de qualidade funcionará apenas como uma bacia adicional de quantidade. A partir dos resultados obtidos, foi possível perceber que a importância de incorporar a capacidade de infiltração no solo, a variabilidade do uso e ocupação do solo e a propagação hidrodinâmica no dimensionamento de um sistema de drenagem. Além disso, foi possível comprar o dimensionamento feito a partir do Método Racional com os resultados obtidos da simulação feita pelo programa PCSWMM.

PALAVRAS CHAVES: Drenagem Urbana, SWMM, Bacias de Retenção e Bacias de Detenção.

SUMÁRIO

1	Introdução.....	1
2	Objetivos	3
2.1	Objetivo Geral	3
2.2	Objetivos Específicos	3
3	Revisão Bibliográfica.....	4
3.1	Impactos do Desenvolvimento Urbano	4
3.2	Drenagem Urbana	7
3.2.1	Gestão da Drenagem	10
3.2.2	Caracterização da rede de drenagem do DF.....	13
3.2.3	Medidas de controle de cheia	16
3.2.4	Técnicas compensatórias de drenagem urbana	19
3.3	Bacias de Retenção e Detenção.....	21
3.4	Storm Water Management Model – SWMM.....	26
3.4.1	Definição do CN.....	27
4	Metodologia	30
4.1	Setor	31
4.2	Área de Estudo	31
4.2.1	Bacia de contribuição para a rede de drenagem	32
4.2.2	Clima	38
4.2.3	Tipo de solo.....	39
4.2.4	Uso e ocupação do solo	41
4.3	Modelagem no PCSWMM.....	42
4.4	Modelagem da Rede de Drenagem	43
4.4.1	Divisão das Sub Bacias	44
4.4.2	Precipitações de Projeto	44
4.4.3	Modelagem 2D.....	45
4.5	Simulação de Base Contínua.....	46
4.6	Método Racional	47
5	Resultados e Discussões.....	49
5.1	Rede de Drenagem das Bacias de Detenção	49
5.2	Funcionamento das Bacias de Detenção	52
5.3	Comportamento da Rede em Simulação Contínua	63
5.4	Comportamento da Área de Estudo sem a Rede de Drenagem.....	73
5.5	Método Racional	76
6	Conclusões	79
7	Referências Bibliográficas	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Proporção da população urbana brasileira, segundo as regiões (IBGE, Censo Demográfico 1940/2010).	4
Figura 3.2 - Efeito da urbanização sobre o ciclo hidrológico (adaptado – EPA, 1998).....	5
Figura 3.3 – Impactos da urbanização sobre as águas (adaptado – CHOCAT, 1997, <i>apud</i> Baptista <i>et al</i> , 2013).	6
Figura 3.4 - Representação de um sistema clássico de drenagem urbana (adaptado – Moraes, 2015).....	8
Figura 3.5 - Representação de sistemas alternativos de drenagem urbana.	9
Figura 3.6 - Mapa de ocupação irregular (PDDU, 2008).....	14
Figura 3.7 - Caminhonete em cratera aberta durante inundação em Vicente Pires (G1).....	15
Figura 3.8 - Asfalto danificado devido a enchentes (G1).	15
Figura 3.9 - Situação em uma das vias de Vicente Pires durante evento chuvoso (Topocart, 2010).....	15
Figura 3.10 - Processos Erosivos em Vias Pavimentadas no Vicente Pires - ausência de sistema de drenagem pluvial (Topocart, 2010).	15
Figura 3.11 - Implantação da bacia de retenção em Vicente Pires.....	16
Figura 3.12 - Classificação das técnicas alternativas, segundo Baptista (2011).	20
Figura 3.13 - Esquema de bacia de retenção (CANHOLI, 2014).	22
Figura 3.14 - Bacia de retenção em construção no SHVP.	22
Figura 3.15 - Bacia de retenção - N.A permanente - município de Uberaba (CANHOLI, 2014).	23
Figura 3.16 - Vantagens e desvantagens das bacias de retenção (Adaptado – Castro, 2002)	24
Figura 4.1 - Fluxograma das etapas do projeto.	30
Figura 4.2 - Sistema Provisório de Drenagem Pluvial para Evitar Alagamentos na Vila São José (sistema sem critérios técnicos e fora do padrão da NOVACAP) (Topocart, 2010).	31
Figura 4.3 - Tubulações Provisórias para escoamento de Drenagem Pluvial na Vila São José com Problemas Erosivos (perda da tubulação) (Topocart, 2010)	31
Figura 4.4 - Localização da área de estudo	32
Figura 4.5 - Localização da bacia de retenção da rede 134 - Lote IX (SHVP) (TOPOCART, 2017).....	34
Figura 4.6 - Imagem aérea das bacias de qualidade e retenção em série.	34

Figura 4.7 - Bacia de qualidade.....	35
Figura 4.8 - Detalhe da entrada (a) e saída (b) da bacia de qualidade	35
Figura 4.9 - Bacia de detenção	35
Figura 4.10 - Mapa da rede de drenagem modelada no estudo.....	36
Figura 4.11 - Bacia de dissipação ao final da rede.....	37
Figura 4.12 - Presença de entulho na entrada (b) e próximo à saída (a) da bacia de detenção.	37
Figura 4.13 - Acúmulo de água na bacia de qualidade.	38
Figura 4.14 - Defeitos no gabião da bacia de detenção.....	38
Figura 4.15 - Indícios de erosão no talude na lateral (a) e por cima (b) do vertedor da bacia de detenção.....	38
Figura 4.16 - Precipitação Pluviométrica média mensal no Distrito Federal.	39
Figura 4.17 - Mapa de solos do Distrito Federal com detalhes do solo da área em estudo	40
Figura 4.18 - Mapa de uso e ocupação da área de contribuição das bacias.	42
Figura 4.19 –Pluviógrafo instalado em Vicente Pires (a) protegido por grades metálicas (b).	43
Figura 4.20 - Hietograma para TR de 10 anos	45
Figura 4.21 - Hietograma para TR de 25 anos	45
Figura 4.22 - Hietograma para TR de 50 anos	45
Figura 4.23 - Hietograma para TR de 100 anos	45
Figura 4.24 - Representação feita na modelagem 2D.	46
Figura 5.1 - Identificação do conduto "Entrada", utilizado para a análise da vazão de saída da rede.....	49
Figura 5.2 - - Hidrograma do final da rede de drenagem, modelada a partir de uma chuva calculada por meio da curva IDF do PDDU, tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas	50
Figura 5.3 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 10 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.....	51
Figura 5.4 - Perfil de trechos da rede em estudo, com seus valores de pico. (a) Parte da rede que não apresenta extravasamento e (b) Parte da rede em que um PV apresenta extravasamento	52
Figura 5.5 -Vazão afluyente e efluente às bacias, para um TR de 10 anos.....	53
Figura 5.6 - Vazão afluyente e efluente às bacias, para um TR de 25 anos.....	53
Figura 5.7 - Vazão afluyente e efluente às bacias, para um TR de 50 anos.....	53

Figura 5.8 - Vazão afluyente e efluente às bacias, para um TR de 100 anos.....	53
Figura 5.9 - Trecho do sistema de drenagem em estudo, em situação mais crítica. (a) Chuva de projeto com TR 10 anos, (b) Chuva de projeto com TR 25 anos, (c) Chuva de projeto com TR 50 anos e (d) Chuva de projeto com TR 100 anos.	55
Figura 5.10 - Vazão de escoamento para os eventos com TR de 10, 25, 50 e 100 anos.....	55
Figura 5.11 - Vazão que transborda na rede para os eventos com TR de 10, 25, 50 e 100 anos.	56
Figura 5.12 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 10 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.....	57
Figura 5.13 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 25 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.....	57
Figura 5.14 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 10 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.....	58
Figura 5.15 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 25 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.....	58
Figura 5.16 - Vazão de entrada e saída da bacia de qualidade para evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas.....	59
Figura 5.17 – Volume armazenado de água nas bacias de qualidade e quantidade para um evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas.....	60
Figura 5.18 - Vazão e profundidade da lâmina d'água no orifício de saída da bacia de qualidade	61
Figura 5.19 - Vazão do vertedor para os tempos de retorno de 1, 2, 3, 4 e 5 anos	62
Figura 5.20 – Volume na bacia de quantidade durante os eventos de chuva com TRs de 10, 25, 50 e 100 anos.....	63
Figura 5.21 - Vazão apresentada na entrada da bacia de qualidade e na saída da rede para uma série de chuva do dia 23/10/2018 a 19/03/2019.....	64
Figura 5.22 - Vazão de entrada na bacia de retenção e vazão de saída da rede para um evento com TR de 38 anos e duração de 65 minutos.....	65
Figura 5.23 - Vazão de entrada da bacia de qualidade e de saída da rede no dia 16/11/2019.....	66
Figura 5.24 - Profundidade e vazão na bacia de qualidade para a simulação contínua.	67
Figura 5.25 - Vazão no vertedor V2 da bacia de quantidade no dia 16/11/2018.....	68
Figura 5.26 - Vazão de entrada na bacia de qualidade e vazão de saída da rede para o evento do dia 26/01/2019.....	69

Figura 5.27 - Volume e profundidade ao longo do evento do dia 21/6/2019 para as bacias de qualidade e quantidade.	70
Figura 5.28 - Vazão nos vertedores da bacia de qualidade (V1) e na bacia de quantidade (V2).	71
Figura 5.29 - Vazão de entrada na bacia de qualidade e de saída da rede durante o evento do dia 16/02/2019.....	72
Figura 5.30 - Vazão de saída das sub-bacias para o cenário sem rede.....	73
Figura 5.31 - Representação dos volumes máximos durante um evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas nas chácaras de número 147/1 até as de número 142/1 (da esquerda para a direita).....	74
Figura 5.32 - Representação do volume máximo em evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas.....	75
Figura 5.33 - Representação dos vetores de velocidade na situação mais crítica durante a simulação.....	76
Figura 5.34 - Hidrograma de escoamento resultante da chuva com intensidade de 218,7 mm/hr, tempo de retorno de 10 anos e duração de 65 minutos	78

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1	25
Equação 2	25
Equação 3	25
Equação 4	44
Equação 5	47
Equação 6	47
Equação 7	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Arranjo Institucional	11
Tabela 3.2 - Medidas Estruturais	17
Tabela 3.3 - Medidas não estruturais para o controle de inundações	19
Tabela 3.4 - Grupo de solos e suas características.	28
Tabela 3.5 - Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas	28
Tabela 4.1 - Características gerais das bacias de qualidade e quantidade	33
Tabela 4.2 - Tipo de solo segundo classificação	41
Tabela 4.3 - Classificação do uso e ocupação da área de contribuição da rede de drenagem das bacias de retenção	41
Tabela 4.4 - Porcentagem dos diferentes tipos de uso e ocupação do solo da área de contribuição	42
Tabela 4.5 - Lâmina precipitada para cada chuva simulada.....	45
Tabela 4.6 - Valores de C por tipo de uso do solo	48
Tabela 5.1 - Características gerais da rede de drenagem	49
Tabela 5.2 - Resumo das vazões afluentes à bacia de qualidade e efluentes à bacia de quantidade da área em estudo	54
Tabela 5.3 - Resumo dos resultados para a modelagem do vertedor	62
Tabela 5.4 - Comparação entre os eventos de chuva.	64
Tabela 5.5 - Comparação dos resultados da vazão de saída.....	74
Tabela 5.6 - Coeficientes de escoamento de acordo com o uso e ocupação do solo.	77
Tabela 5.7 - Dados da bacia de drenagem utilizados para o cálculo da vazão.....	77

LISTA DE SIGLAS

ADASA	Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal
ANA	Agência Nacional de Águas
BMP	Best Management Practices
CAESB	Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal
CN	Curva Número
DF	Distrito Federal
GDF	Governo do Distrito Federal
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IBRAM	Instituto Brasília Ambiental
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
MDE	Modelo Digital de Elevação do Terreno
NOVACAP	Companhia Urbanizadora da Nova Capital
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PV	Poço de Visita
RA	Região Administrativa
SCS	Soil Conservation Service
SINESP	Secretaria de Estado de Infraestrutura e Serviços Públicos
SHVP	Setor Habitacional Vicente Pires
SO/DF	Secretaria do Estado de Obras do Distrito Federal
SWMM	<i>Storm Water Management Model</i>
TR	Tempo de Retorno

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento urbano promove a retirada de cobertura vegetal, a impermeabilização das bacias hidrográficas e a ocupação de leitos de cheias naturais de rios. Assim, a parte da precipitação que infiltrava no solo ou que era retida pela vegetação e depressões naturais passa a contribuir com o escoamento superficial, aumentando a sua vazão e tornando as vazões de cheia maiores e mais frequentes, e provocando a ocorrência de inundações na área urbana e carregamento de resíduos para os mananciais.

A partir da necessidade de resolver os problemas de inundações em áreas urbanas desenvolveu-se o sistema tradicional de drenagem urbana, que foca em controlar as inundações de forma localizada. Esse sistema, também denominado de sistema clássico, é caracterizado por trazer soluções de rápida evacuação das águas dos locais que geram escoamento superficial. Geralmente, ele é constituído por redes subterrâneas de drenagem, canalizações e retificações de corpos hídricos, construções de galerias, entre outros.

Este sistema pode ser eficiente em áreas menos urbanizadas, mas em locais onde a urbanização é mais intensa, ele apresenta falhas, devido ao seu caráter de controlar localmente as inundações, transferindo o problema para jusante e negligenciando o aspecto de qualidade da água.

Diante disso, as técnicas de drenagem sustentáveis ou compensatórias visam reduzir os problemas de inundação e enchentes reestabelecendo o ciclo hidrológico. Essas técnicas se baseiam na retenção e infiltração das águas pluviais, tentando reproduzir as condições naturais das bacias hidrográficas. As vantagens da drenagem urbana por técnicas compensatórias são a redução da vazão de jusante e a melhoria na qualidade da água.

Esses eventos extremos estão sendo cada vez mais frequentes em Brasília que, como outras metrópoles brasileiras, apresenta um crescimento acelerado, com a ocorrência de invasões e urbanizações não controladas. Segundo a Agência Nacional de Águas (ANA), o DF é classificado como uma região de baixa garantia hídrica e suas bacias como “trechos críticos”. Por conseguinte, o manejo adequado e a preservação da água nessa região devem ser tratados com prioridade, visto que a disponibilidade hídrica no DF é mais restrita que em outras unidades da federação à jusante. Um sistema de drenagem adequado é essencial para reduzir as ocorrências de enchentes e inundações e contribuir para o aumento da disponibilidade hídrica (ADASA, 2018).

A Região Administrativa Vicente Pires é um exemplo de urbanização não controlada. Inicialmente, a utilização da área restringia-se a chácaras rurais, mas, com o tempo e com o parcelamento das chácaras, ela deixou de ser uma região essencialmente rural para virar um centro urbano, apresentando um crescimento acelerado. O desenho das vias, que não levou em consideração a topografia, não era problemático para uma área rural. No entanto, com a intensa urbanização, acompanhada de uma impermeabilização acentuada da área, grandes vazões de escoamento superficial passaram a ser geradas. A falta de um sistema de drenagem adequado causa problemas de inundações além de erosão e assoreamento dos cursos d'água e destruição das vias.

O dimensionamento de uma nova rede de drenagem ou a verificação de um projeto de um sistema de drenagem pode ser feito por modelagem hidrológica. Esse método é cada vez mais usada para se entender melhor o comportamento do escoamento superficial e das bacias hidrográficas. A partir de modelos, é possível inferir os impactos que as mudanças climáticas e as ações antrópicas exercem sobre o meio ambiente. O programa *Storm Water Management Model* (SWMM) é um exemplo dessas ferramentas, que é capaz de fazer uma simulação hidráulica-hidrológica do escoamento superficial, tanto quantitativa como qualitativamente. Para este estudo, será utilizado o programa SWMM para estudar o comportamento de uma bacia de retenção na região administrativa de Vicente Pires no amortecimento de ondas de cheia.

O presente trabalho está estruturado em sete capítulos, incluindo esta introdução. O capítulo dois apresenta os objetivos gerais e específicos. O capítulo três trata da revisão teórica, que aborda temas sobre drenagem urbana, principalmente no Distrito Federal, como os impactos da urbanização na drenagem, gestão de drenagem no DF, medidas de controle de inundações, técnicas compensatórias de drenagem urbana, e sobre o modelo SWMM. A metodologia a ser utilizada é apresentada no capítulo quatro, que aborda as etapas a serem realizadas neste trabalho. O quinto capítulo apresenta os resultados e discussões gerados a partir da simulação do modelo e a conclusão e recomendações são apresentadas no sexto capítulo. O último capítulo contém as referências bibliográficas utilizadas neste estudo.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é estudar o comportamento do sistema de drenagem que possui uma bacia de retenção e uma bacia de detenção em construção, na região administrativa Vicente Pires, em relação à sua efetividade no amortecimento de cheias geradas na bacia de contribuição.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Simular o escoamento superficial na área de drenagem utilizando o modelo SWMM, para verificar o comportamento da área com e sem a rede de drenagem implantada;
- Verificar o comportamento das bacias de retenção e detenção no amortecimento de cheias geradas por chuvas de projeto.
- Simular o comportamento da bacia quando submetida a eventos críticos reais obtidos por pluviógrafos instalados na região, bem como o comportamento do sistema de drenagem proposto.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados os impactos gerados pela urbanização das cidades no escoamento superficial e conceitos importantes sobre drenagem urbana para o melhor entendimento deste trabalho.

3.1 IMPACTOS DO DESENVOLVIMENTO URBANO

Inundações, enchentes, deslizamentos de terra, congestionamentos, falta de água para abastecimento, epidemias e violência são apenas alguns dos problemas que grandes cidades brasileiras vêm enfrentando atualmente e, cada vez mais, esses cenários são recorrentes. Um dos fatores que gera essas situações é a falta de planejamento urbano (CHRISTOFIDIS, 2010).

Segundo Tucci (2003), o crescimento das cidades não foi acompanhado por instrumentos reguladores de uso e ocupação do solo, impermeabilizando-o e gerando canalização do escoamento sem controle dos impactos. Ao se considerar apenas aspectos econômicos e sociais em detrimento dos aspectos ambientais, as consequências da transferência de impactos de montante para jusante acabam afetando a sociedade.

Com a urbanização, o Brasil vivenciou um período de rápido aumento populacional. Na década de 1950, a população chegou a crescer uma média de 2,99% ao ano, correspondente a cerca de 18 milhões de habitantes. Isso indica o declínio da taxa de mortalidade enquanto a taxa de fecundidade ainda era elevada. Segundo o Censo Demográfico do IBGE, em 2010, cerca de 84,4% da população brasileira residia em áreas urbanas, deixando de ser um país predominantemente rural (SIMÕES, 2016). A Figura 3.1 apresenta um gráfico da proporção da população brasileira urbana até 2010, de acordo com a região geográfica.

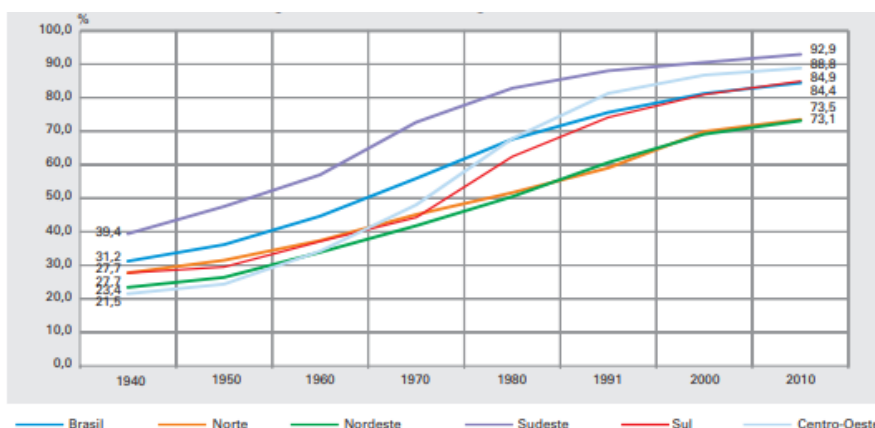


Figura 3.1 - Proporção da população urbana brasileira, segundo as regiões (IBGE, Censo Demográfico 1940/2010).

A aglomeração da população em cidades gerou seu crescimento, devido à ausência de planejamento, e o aumento da demanda de recursos e serviços que, por sua vez, não consegue ser atendida. O sistema hídrico da cidade é alterado pelo processo de urbanização, que remove a cobertura vegetal original e impermeabiliza a superfície das bacias hidrográficas. A evolução da urbanização e o seu impacto no ciclo hidrológico da cidade são representados na Figura 3.2.

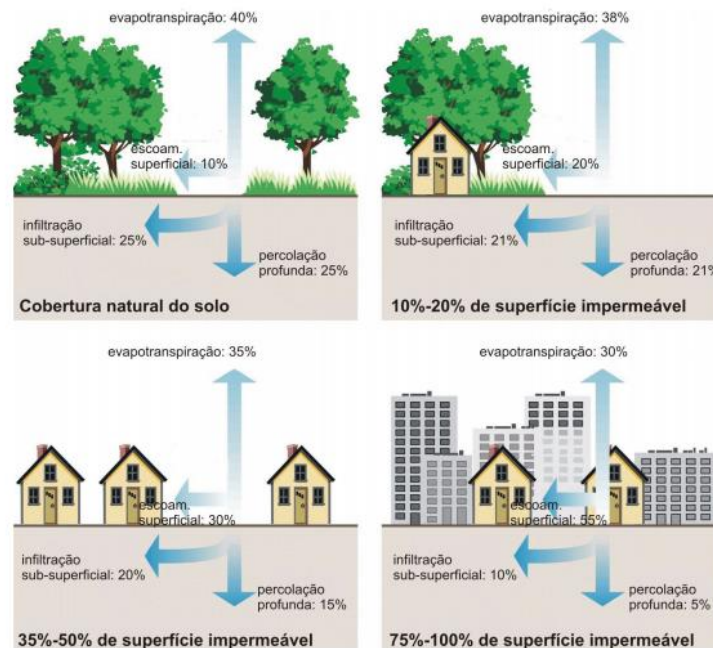


Figura 3.2 - Efeito da urbanização sobre o ciclo hidrológico (adaptado – EPA, 1998).

As inundações e enchentes são apenas algumas consequências das alterações causadas pela urbanização. Em prol de amenizar esses efeitos, são implantadas galerias de águas pluviais e canais. Apesar dessas medidas apresentarem resultados para alagamentos locais, elas transferem o problema para jusante e interferem no ciclo hidrológico nos seguintes aspectos (ADASA, 2018):

- Aumento do escoamento superficial: com a redução da vegetação e a impermeabilização do solo, o escoamento superficial recebe contribuição do volume de água que infiltrava no solo e que era retido pela vegetação e depressão do terreno;
- Maiores vazões em menores tempos: as galerias de águas pluviais aceleram a velocidade de escoamento da água. Assim, reduz o tempo de deslocamento de ondas de cheia, acelerando a ocorrência dos picos de vazões;
- Menor nível do lençol freático: a menor infiltração de água no solo causa redução do nível do aquífero subterrâneo, devido à falta de recarga;

- Aumento da temperatura e diminuição da umidade: com a remoção da cobertura vegetal, diminui-se o aporte de água para a atmosfera, devido à falta da evapotranspiração. Assim, a umidade do ar diminui, enquanto a temperatura aumenta.

A Figura 3.3 apresenta um fluxograma sobre os impactos da urbanização sobre as águas.

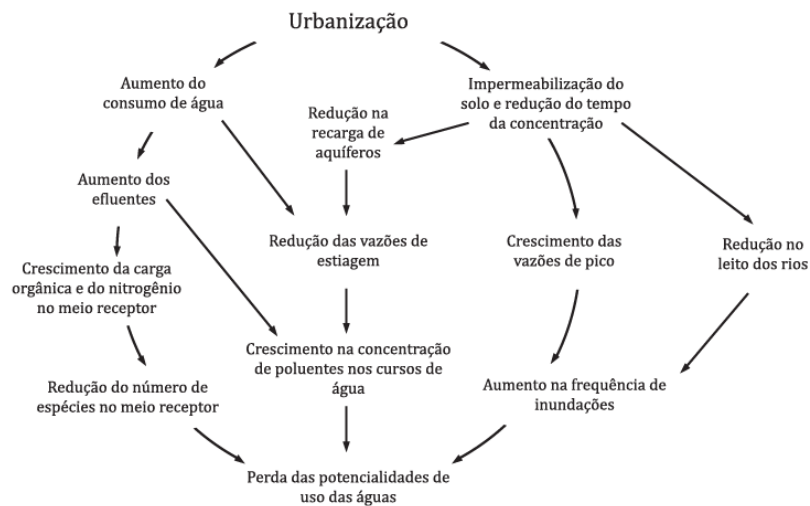


Figura 3.3 – Impactos da urbanização sobre as águas (adaptado – CHOCAT, 1997, *apud* Baptista *et al*, 2013).

O aumento de produção de sedimentos na bacia hidrográfica durante o desenvolvimento urbano é significativo e tem como principal consequência o assoreamento da drenagem de condutos, rios e lagos urbanos, prejudicando o escoamento nesses meios e aumentando a contaminação das águas pluviais, por transportar agentes poluentes junto com os sedimentos. Segundo Tucci (1997), a qualidade da água depende de vários fatores como a limpeza urbana e sua frequência, a intensidade de precipitação e sua distribuição temporal e espacial, da época do ano e o tipo de uso da área urbana.

Benini e Mendiondo (2015) estudaram os impactos da urbanização no ciclo hidrológico da Bacia do Mineirinho, localizada em São Carlos, SP. Foram comparados quatro cenários: um no ano de 1972, período pré-urbanização, outro no ano de 2000, e outros dois no ano 2025, um com o Plano Diretor e outro sem o Plano Diretor. As vazões máximas apresentaram um aumento de 108% entre os anos 1972 e 2000 e de 388% de entre 1972 e 2025 sem o Plano Diretor. Neste cenário, o aumento de áreas impermeáveis foi de 71%. Dessa forma, percebe-se a fragilidade da bacia com relação à impermeabilização das áreas causadas pela urbanização do local, podendo concluir que a urbanização é uma das razões para o crescimento das enchentes nas regiões urbanas.

Seguindo a mesma linha, Anjos *et al* (2017) analisaram como a urbanização dispersa afetava a bacia do Cuiá, em João Pessoa, PB. Por meio de mapeamentos que representam a expansão urbana na região e da classificação do uso e ocupação do solo, os autores conseguiram demonstrar que a urbanização provocou o comprometimento de estruturas naturais da bacia, como a poluição dos recursos hídricos, impermeabilização do solo e a supressão e degradação das áreas verdes.

3.2 DRENAGEM URBANA

Áreas próximas aos cursos d'água sempre foram propícias para a aglomeração urbana. A disponibilidade de água facilitava o suprimento para o consumo e higiene da população, o que tornava a localização perto de cursos d'água mais atraente para a formação das cidades. A produção de atividades agrícolas e o favorecimento do comércio são outros benefícios que a localização próxima aos leitos dos rios traz às cidades (TUCCI, 2003).

Diante desse cenário, surgiram os preceitos higienistas, que priorizavam a rápida evacuação das águas pluviais e de esgoto, afim de se obter controle sobre as enchentes e doenças de veiculação hídrica, a partir da construção de sistemas de esgoto e águas pluviais. Esses sistemas são caracterizados pela construção de redes de tubulação principalmente subterrâneas, o que leva à perda do papel da água na paisagem da cidade.

Esse tipo de sistema foi aceito por grande parte do mundo ocidental. No Brasil, essas práticas foram adotadas por volta da Proclamação da República e continuam a vigorar até hoje, sofrendo algumas modificações por causa dos avanços tecnológicos. No entanto, a aplicação desses sistemas não é tão vantajosa para centros muito urbanizados. À medida que a rede de drenagem se torna mais complexa, a implementação do sistema clássico se torna mais cara, por ela não considerar aspectos de qualidade da água e por transferir o problema do escoamento superficial excessivo para jusante.

Inicialmente, as medidas higienistas, que são a base do chamado “sistema de drenagem clássico”, foram eficientes e isso foi refletido na diminuição da taxa de mortalidade da população. Esses sistemas são divididos em microdrenagem, que consiste no sistema de condutos pluviais em nível de loteamento ou da rede primária urbana, e macrodrenagem, cuja função é o deslocamento final das águas da drenagem captada pela rede primária. O primeiro sistema é composto por meios-fios, sarjetas, bocas de lobo, tubulações de ligações, galerias e poços de visita e o sistema de macrodrenagem

corresponde à rede natural de canais existentes no terreno antes da ocupação do solo, sendo composto pelos córregos, riachos e rios.

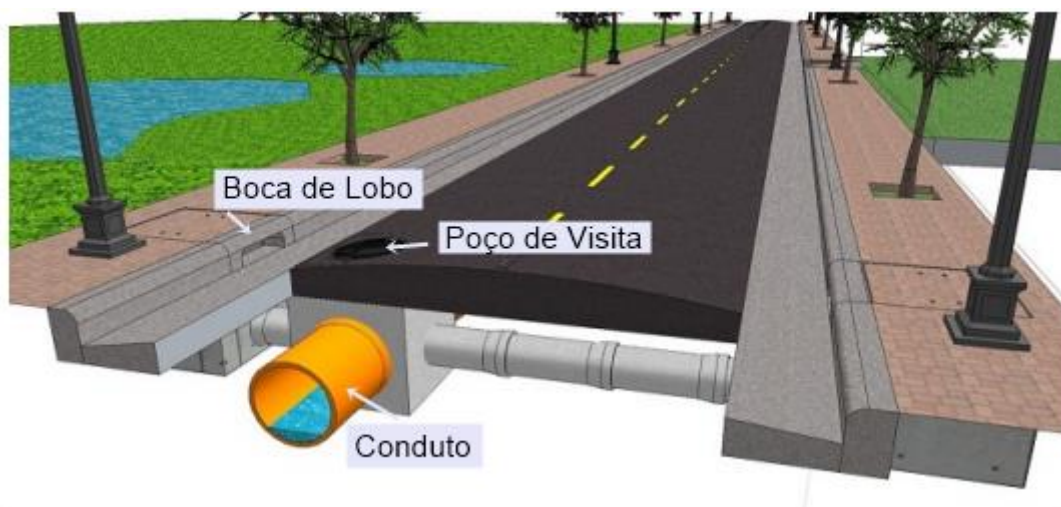
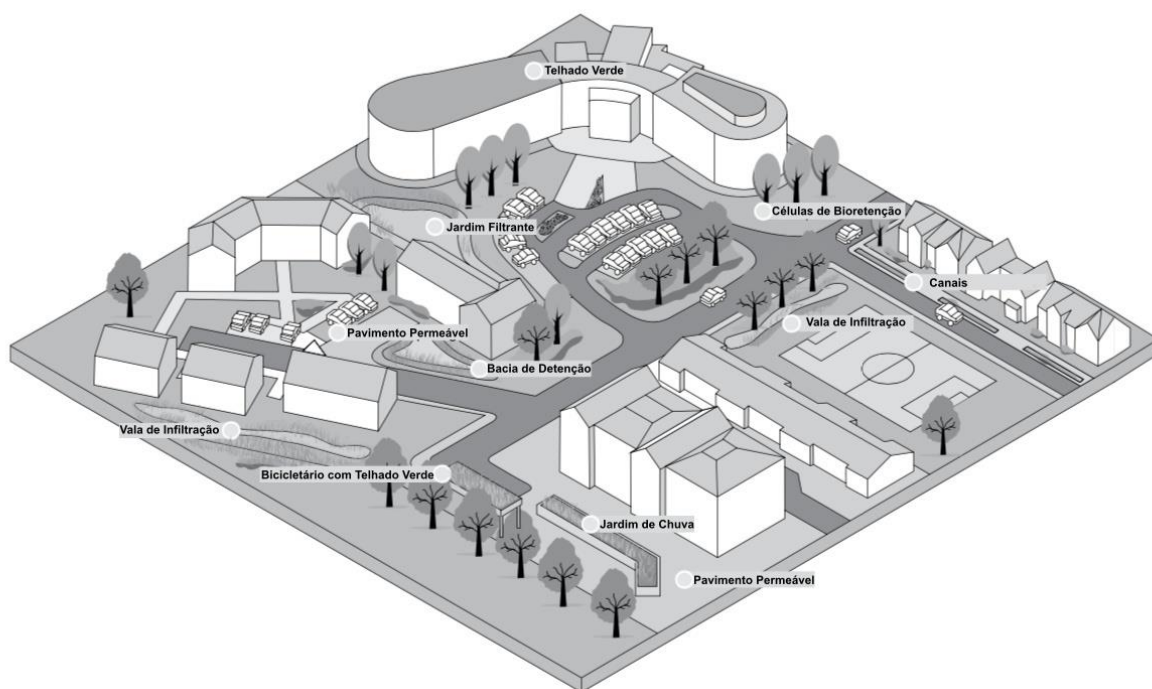


Figura 3.4 - Representação de um sistema clássico de drenagem urbana (adaptado – Moraes, 2015).

Entretanto, o aumento da população e de sua aglomeração perto de cursos d'água ampliou significativamente os impactos da urbanização no ambiente e observou-se que a rede de drenagem estava se tornando obsoleta e as inundações tornaram-se cada vez mais frequentes nas áreas urbanas (BARBOSA, FILHO e NASCIMENTO, 2007).

A partir da década de 70, novas técnicas foram desenvolvidas para resolver o problema do sistema de drenagem. O sistema conhecido como sistema alternativo ou compensatório de drenagem urbana tem como objetivo diminuir o impacto da urbanização no processo hidrológico por meio do controle dos excedentes de água causados pela impermeabilização quanto da transferência a jusante (PAULA, 2015).

A nova abordagem preocupa-se com provocar o mínimo impacto no ciclo hidrológico, procurando fazer a manutenção e recuperação de ambientes saudáveis tanto interna quanto externamente à área urbana, diferente dos preceitos higienistas, que procuravam sanar o problema localmente. Portanto, houve uma ampliação da visão sanitária, onde não só objetivava a melhoria da saúde e da qualidade de vida, mas apresentando uma extensão para o meio ambiente (PAULA, 2015).



Fonte: Adaptado Butler, 2018.

Figura 3.5 - Representação de sistemas alternativos de drenagem urbana.

Gonçalves *et al* (2016) analisaram o efeito das técnicas compensatórias nos impactos da urbanização, analisando-as sob o ponto de vista de funcionalidade e de integração, na microbacia do campus da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) na cidade de São Paulo. Foram utilizados dois cenários: o primeiro utilizando técnicas convencionais para a drenagem da área e o segundo utilizando as técnicas compensatórias. A partir das simulações, constatou-se uma diminuição de 42,94% do volume do escoamento superficial e de 43,93% da vazão de pico. Assim, pode-se notar a eficiência da utilização das técnicas compensatórias no controle do escoamento superficial. Dessa forma, o autor concluiu que o uso de técnicas compensatórias é benéfico em relação ao sistema convencional por apresentar ganho nos aspectos ambiental e hidrológico, além de contribuir para o projeto urbanístico sustentável do campus.

Em relação ao DF, Borges (2018) realizou estudos para a implementação de técnicas compensatórias para o sistema de drenagem do Guará II, onde foram simuladas 6 cenários com arranjos de técnicas compensatórias (bacias de retenção, trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis) e os resultados foram comparados com o cenário em que se simula a rede original da região. Todos os cenários apresentaram um certo amortecimento na vazão de pico, no entanto os cenários que apresentaram melhores

resultados foram o que aplicava as três técnicas em estudo associadas entre si. O sexto cenário, que propunha aplicar as três técnicas em estudo associados, apresentou o melhor resultado para a redução do número de poços de visitas em extravasamento e sobrecarga, sendo maior que 50% para a bacia 1 em estudo e mais de 80% para a bacia 2, além de possibilitar que a vazão de saída máxima fosse atendida.

3.2.1 Gestão da Drenagem

Em nível federal, as legislações que abordam sobre a drenagem urbana e inundações ribeirinhas são relacionadas a recursos hídricos e ocupação e uso do solo.

A Constituição de 1988 estabeleceu um instrumento legal de regulação de uso e ocupação do solo dentro das cidades, que foi regulamentado pela Lei nº 10.257 (10 de julho de 2001). Nesse instrumento denominado Estatuto da Cidade estão descritas as diretrizes gerais da política urbana. Esta lei tem como objetivo ordenar o pleno desenvolvimento das funções sociais da cidade e da propriedade urbana, mediante a garantia dos direitos das cidades sustentáveis, entendido como direito à terra urbana, à moradia, ao saneamento ambiental, à infraestrutura urbana, ao transporte e aos serviços públicos, ao trabalho e ao lazer, para as presentes e futuras gerações (BARBOSA, FILHO e NASCIMENTO, 2007). Com isso, criou-se ferramentas de gestão urbana para regular o uso da propriedade urbana. Para a questão de drenagem urbana, a criação do Estatuto da Cidade tornou-se um grande aliado, pois esse instrumento determina as diretrizes para orientar o crescimento urbano, o uso e a ocupação do solo, incentivando uma sociedade mais sustentável.

Outra contribuição importante para o tema é a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH), instituída pela Lei nº 9.433 em 8 de janeiro de 1997, estabeleceu instrumentos para a gestão de recursos hídricos de domínio federal e criou o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos (SINGREH) (ANA, 2018). O artigo 3º da Lei nº 9.443 estabelece as diretrizes gerais de ação para a implementação da PNRH.

Art. 3º Constituem diretrizes gerais de ação para a implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos:

- I – a gestão sistemática dos recursos hídricos, sem dissociação dos aspectos de quantidade e qualidade;
- II – a adequação da gestão de recursos hídricos às diversidades físicas, bióticas, demográficas, econômicas, sociais e culturais das diversas regiões do País;
- III - a integração da gestão de recursos hídricos com a gestão ambiental;
- IV - a articulação do planejamento de recursos hídricos com o dos setores usuários e com os planejamentos regional, estadual e nacional;
- V - a articulação da gestão de recursos hídricos com a do uso do solo;
- VI - a integração da gestão das bacias hidrográficas com a dos sistemas estuarinos e zonas costeiras.

Portanto, essa lei estabelece os critérios para a gestão da água para a utilização racional e integrada dos recursos hídricos, baseado no desenvolvimento sustentável, defender o país contra eventos hidrológicos e garantir a disponibilidade de água para a atual e as futuras gerações.

A lei nº 11.445 de 2007 também foi um marco no arcabouço legal da drenagem urbana. A mesma estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico e para a política federal de saneamento básico. Segundo a lei, saneamento básico é o conjunto de serviços, infraestrutura e instalações operacionais de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo dos resíduos sólidos e drenagem e manejo de águas pluviais urbanas. Esses dispositivos legais têm como função oferecer às populações condições sanitárias adequadas através da proteção da água.

Dessa forma, esse instrumento legal garante a todas as áreas serviços de drenagem urbana e manejo das águas pluviais, assegurando à sociedade o direito de ter um sistema de drenagem adequado e seguro.

No Distrito Federal, a gestão dos serviços de drenagem e manejo de águas pluviais é composta por um conjunto de órgãos e entidades de sua Administração Pública. A Tabela 3.1 apresenta as denominações e funções desses órgãos (ADASA, 2017).

Tabela 3.1 - Arranjo Institucional

PLANEJAMENTO	SODF - Secretaria de Estado de Obras e Infraestrutura do Distrito Federal CORSAP - Consórcio Público de Manejo de Resíduos Sólidos e das Águas Pluviais de Região Integrada do Distrito Federal e Goiás
REGULAÇÃO E FISCALIZAÇÃO	ADASA - Agência Reguladora das Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal
PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS	NOVACAP - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil DER-DF - Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal
ÓRGÃOS INTERNOS	METRÔ-DF - Companhia Metropolitana do Distrito Federal TERRACAP - Agência de Desenvolvimento do Distrito Federal - Companhia Imobiliária de Brasília CODHAB - Companhia de Desenvolvimento Habitacional do Distrito Federal AR's - Administrações Regionais
LICENCIAMENTO	IBRAM - Instituto do Meio Ambiente e Recursos Hídricos do Distrito Federal
OUTORGA DE RECURSOS HÍDRICOS	ADASA - Agência Reguladora das Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal
OUVIDORIA	Ouvidoria Geral do DF e Ouvidoria de cada órgão

Fonte: adaptado SERENCO.

A SODF é o órgão planejador, político e organizador do sistema. Ela também executa obras de expansão das redes de drenagem. A rigor, essa função deveria ser apenas da NOVACAP, pois é a empresa pública que possui a outorga legal para a execução de tais serviços, conforme a Lei nº 4.285/2008, art. 51. Entretanto devido a questões orçamentárias e práticas, ambos os órgãos desempenham atividades semelhantes (ADASA, 2018). A Secretaria de Estado de Infraestrutura e Serviços Públicos foi criada a partir do Decreto nº 36.236, de 1º de janeiro de 2015, e tem atuação e competência em projetos, execução e fiscalização das obras públicas; infraestrutura; recuperação de equipamentos públicos; e serviços públicos (SINESP, 2017).

Cabe a Agência Reguladora de Água, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal (ADASA) a regulação dos usos das águas e dos serviços públicos do DF, conforme a Lei Distrital nº 4.285/2008 (Distrito Federal, 2008) (ADASA, 2018). A avaliação, manutenção dos projetos de drenagem urbana são de responsabilidade da NOVACAP. Os projetos dependem de aprovação por parte do IBRAM, quando interferem no meio ambiente, e são regulados pela ADASA.

Em 2009, consolidou-se o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU), com o propósito de criar um instrumento que trate da drenagem e manejo de águas pluviais em ambiente urbano (ADASA, 2009).

Compondo o PDDU existem os manuais de Modelos Hidrológico e Hidráulico e de Drenagem Urbana e eles têm como objetivo orientar os projetistas e profissionais dos órgãos responsáveis pelo planejamento, implementação e gerenciamento dos sistemas de drenagem urbana. O primeiro apresenta e detalha o funcionamento dos modelos hidrológico e hidráulico utilizados nas simulações dos sistemas de drenagem, realizadas para os estudos para o Plano de Drenagem Urbana e o segundo visa guiar os projetistas e à Administração do Distrito Federal quanto aos aspectos de critérios de projeto e aspectos específicos da legislação de controle de drenagem urbana previstos no plano (SO/DF, 2009).

Em 8 de abril de 2011, a ADASA cria a Resolução nº 09/2011, que estabelece os procedimentos legais para o 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.

Por meio dessa resolução, a ADASA visa controlar quantitativa e qualitativamente os recursos hídricos do Distrito Federal. Assim, para se obter a outorga será necessário cumprir alguns requisitos determinados pela resolução.

3.2.2 Caracterização da rede de drenagem do DF

A política de controle de inundações no Brasil ainda se baseia nos princípios higienistas já citados. Diante disso, não é surpresa que as redes de drenagem no DF sejam dimensionadas para o rápido escoamento das águas pluviais para longe dos centros urbanos.

O crescimento populacional extremamente rápido de Brasília, chegando a atingir 2,5 milhões de habitantes em menos de 50 anos, extrapolou as previsões populacionais. Por conseguinte, as invasões e urbanizações não controladas se tornaram muito frequente e ocasionaram na impermeabilização do solo e implantação de redes de drenagem deficientes ou em sobrecargas às redes já existentes (SO/DF, 2008). A Figura 3.6 apresenta o mapa das regiões ocupadas irregularmente no DF.

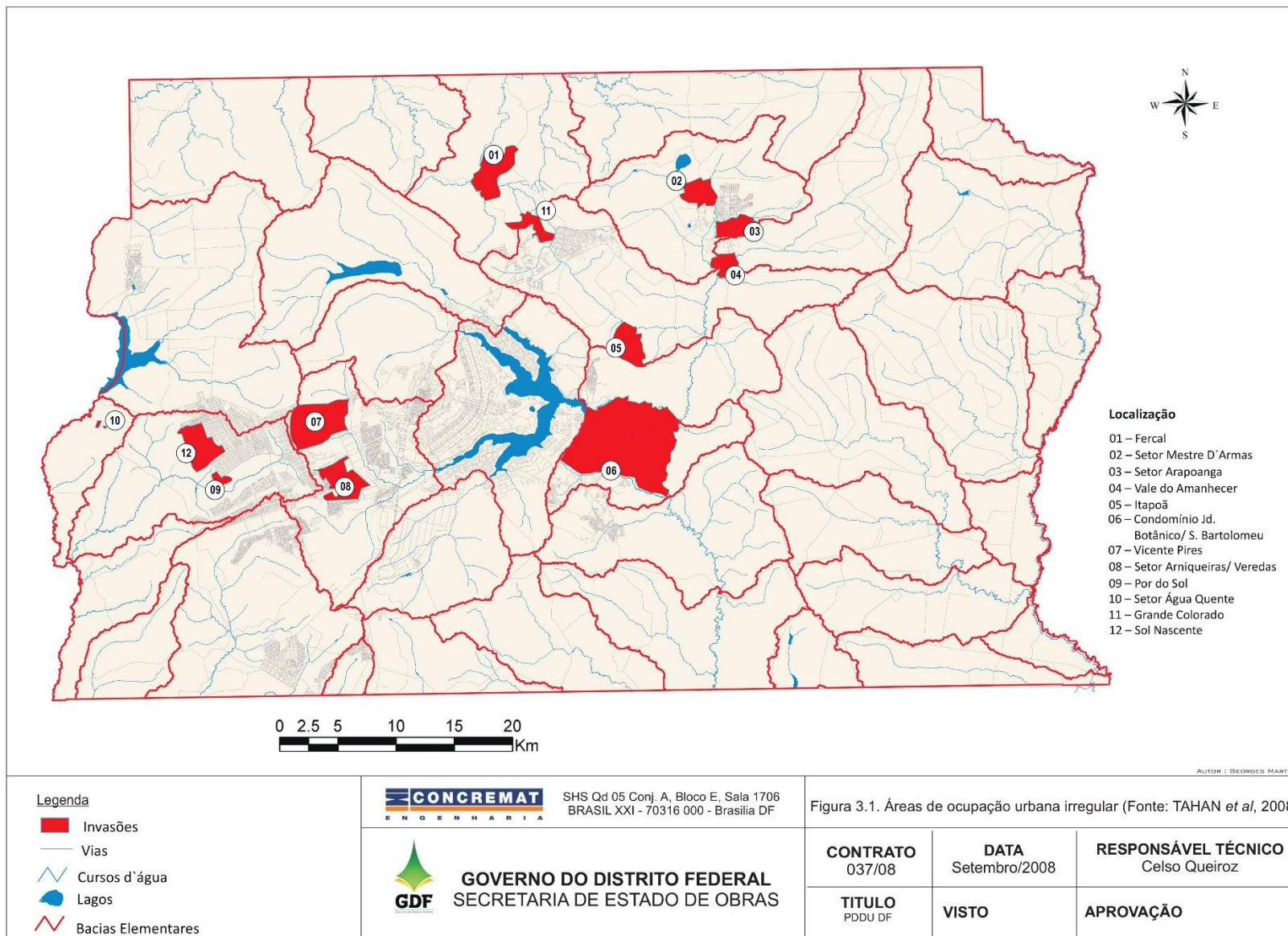


Figura 3.6 - Mapa de ocupação irregular (PDDU, 2008).

A região administrativa de Vicente Pires é um dos exemplos de grande impermeabilização do solo, já que esta área destinava-se, originalmente, à zonas de chácaras rurais e tornou-se a maior concentração de condomínios do DF, sem se preocupar em tomar as devidas providências para a implantação de uma rede de drenagem para a área e tornando o ambiente propício para a ocorrência de inundações (SO/DF, 2008). Da Figura 3.7 a Figura 3.10 é apresentado Vicente Pires durante alguns eventos de inundação e suas consequências.



Figura 3.7 - Caminhonete em cratera aberta durante inundação em Vicente Pires (G1¹).



Figura 3.8 - Asfalto danificado devido a enchentes (G1²).



Figura 3.9 - Situação em uma das vias de Vicente Pires durante evento chuvoso (Topocart, 2010).



Figura 3.10 - Processos Erosivos em Vias Pavimentadas no Vicente Pires - ausência de sistema de drenagem pluvial (Topocart, 2010).

A rede de drenagem de águas pluviais no DF pode ser dividida em implantada, implantada parcialmente, em implantação e não implantado. A área de estudo encontra-se no quadro mais crítico. Em 2016 iniciaram-se as obras de reestruturação de Vicente

¹ Disponível em: <https://g1.globo.com/df/distrito-federal/noticia/2018/10/23/carro-foi-afundando-devagarinho-diz-idoso-resgatado-de-veiculo-engolido-por-cratera-no-df.ghtml>. Acesso em novembro de 2018.

² Disponível em: <https://g1.globo.com/distrito-federal/noticia/chuva-forte-atinge-vice-pires-no-df-e-alaga-ruas-pela-segunda-vez-em-quatro-dias-veja-video.ghtml>. Acesso em novembro de 2018.

Pires. Em 06 de setembro de 2018, foram entregues as obras dos sistemas de drenagem das Avenidas São Francisco e Governador (MELO, 2018). A implantação de uma bacia de retenção em Vicente Pires pode ser observada na Figura 3.11.



Figura 3.11 - Implantação da bacia de retenção em Vicente Pires.

Ademais, a rede pluvial do Distrito Federal é caracterizada por seguir o tipo separador absoluto, ou seja, a rede de drenagem de águas pluviais é completamente separada da rede de esgoto sanitário. Todavia, verificou-se a existência de uma parte considerável de esgoto sanitário na rede de drenagem pluvial, podendo ser devido à lançamentos de rede clandestina ou à cruzamento ou ruptura da rede de esgoto sanitário durante a construção da rede de drenagem pluvial (SO/DF, 2008).

3.2.3 Medidas de controle de cheia

Segundo Tucci (2003), as medidas de controle de inundações podem ser divididas em estruturais e não estruturais. As medidas estruturais são aquelas que reduzem os impactos das inundações por meio de obras de engenharia. Já as medidas não estruturais são caracterizadas por reduzir os prejuízos para a melhor convivência da população com as enchentes, por meio de regulamentos, normas e programas educacionais (CANHOLI, 2014).

Ressalta-se que as inundações são fenômenos naturais que não podem ser completamente controlados. Desse modo, as medidas de controle de inundações visam minimizar as consequências, associando as medidas estruturais com as não estruturais para que a convivência entre a população e os rios seja harmoniosa e resulte no menor prejuízo para os habitantes da cidade (BARBOSA, 2006).

3.2.3.1 Medidas estruturais

As medidas estruturais podem ser divididas em extensivas – medidas que agem na bacia, procurando alterar a relação entre a precipitação e a vazão, com o intuito de

promover o retardo da água escoada e minimizar a erosão– e medidas intensivas, cuja principal ação é nos rios. As medidas intensivas podem ser divididas em três tipos:

- Aquelas que aceleram o escoamento, como a construção de diques e *polders*, aumento da capacidade de rios e corte de meandros;
- Aquelas que retardam o escoamento, como reservatórios e bacias de amortecimento;
- Desvio do escoamento, que consiste em obras como canais de desvio.

Os sistemas de drenagem estruturais ainda podem ser classificados como controle na fonte, microdrenagem e macrodrenagem, segundo o Manual de Drenagem Urbana do Distrito Federal. Os sistemas de controle na fonte são compostos por dispositivos de amortecimento e infiltração, instalados geralmente em lotes privados ou em lotes públicos situados às cabeceiras das bacias hidrográficas. A Tabela 3.2 apresenta as principais medidas estruturais.

Tabela 3.2 - Medidas Estruturais

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

3.2.3.2 Medidas não estruturais

As medidas não estruturais têm caráter institucional e são menos dispendiosas que as estruturais, já que esta não modifica o sistema fluvial, mas atua para melhorar a convivência das populações de regiões sujeitas a enchentes com a ocorrência do fenômeno (COLOMBO, 2002).

As medidas estruturais podem provocar uma sensação de segurança na população. Em decorrência disso, a ampliação da ocupação de áreas inundáveis pode ser incentivada, o que futuramente pode gerar danos significativos. As medidas não estruturais são capazes de diminuir significativamente os prejuízos, juntamente com as estruturais ou não, com menor custo.

Segundo Barbosa (2006), para essas medidas serem realmente eficazes, é imprescindível a atuação conjunta do poder público e da comunidade local, buscando a convivência harmoniosa sem prejuízos materiais e, principalmente, sem perdas humanas. As medidas não estruturais podem ser agrupadas em:

- Regulamentação do uso e da ocupação do solo: por meio de zoneamento das áreas de inundação, planejar áreas a serem desenvolvidas e controlar as áreas atualmente loteadas, evitando a ocupação sem prevenção e previsão. O zoneamento baseia-se no mapeamento das áreas de inundação e definição da população habitando nas áreas de risco e da ocupação ou zoneamento das áreas de risco. Essa regulamentação deve estar contida no Plano Diretor;
- Rede de monitoramento e previsão de alerta: consiste em um sistema destinado a prevenir a população com uma antecedência de curto prazo no caso de eventos de cheia raros, com o propósito de evitar o pânico generalizado. Esse sistema consiste em adquirir dados em tempo real e transmiti-los para um centro de análise, que é responsável por efetuar uma previsão em tempo atual e comunicar os resultados para a Defesa Civil e para a sociedade, a fim de que sejam tomadas as devidas providências para minimizar os prejuízos;

A Tabela 3.3 apresenta outras medidas não estruturais que podem ser tomadas.

Tabela 3.3 - Medidas não estruturais para o controle de inundações

Medida	Características	Objetivo
Plano Diretor	Planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente loteadas.	Evitar a ocupação sem prevenção.
Educação Ambiental	Para ser realizado junto à população. A conservação das margens dos rios, sua vegetação típica e taludes são essenciais.	Conscientizar a população que sofre ou poderá sofrer com as inundações.
Medidas de apoio à população	Lugares seguros para preservar a pessoa e sua família, e construção de abrigos temporários, meios de evacuação, patrulhas de segurança.	Inserir na população que poderá ser atingida pela inundação um senso de proteção.
Distribuição de informação sobre as enchentes	Programa de orientação da população sobre as previsões de enchentes para que ela aprenda a se prevenir contra as cheias.	Aprimorar a qualidade da assistência externa a reduzir falhas como a falta de informações, a má avaliação das necessidades e formas inadequadas de ajuda.
Reassentamento	Reassentamento de residentes ilegais ocupantes das margens de rios, e de residentes legais nas áreas de enchentes.	Retirar a população dos locais de risco.
Soluções de mitigação	Promover o aumento das áreas de infiltração e percolação e armazenamento temporário.	Aumentar a eficiência do sistema de drenagem a jusante e a capacidade de controle de enchentes dos sistemas.
Construções a prova de enchentes	Pequenas adaptações nas construções.	Reduzir as perdas em construções localizadas nas várzeas de inundação.
Sistemas Hidrológicos	Histórico hidrológico da bacia e modelos que mostram o comportamento hidráulico e hidrológico do sistema do rio.	Fornecer subsídios para os estudos de comportamento as bacias, assim como previsão de cenários futuros.

Fonte: Adaptado - Enemoto (2004) *apud* Barbosa

3.2.4 Técnicas compensatórias de drenagem urbana

Como citado anteriormente, as técnicas compensatórias, ou alternativas, de drenagem urbana, a partir da década de 70, passaram a ser desenvolvidas para contrapor as medidas higienistas, ainda muito presentes na atualidade. Também denominadas “*Best Management Practices*” (BMPs), essas técnicas propõem soluções em escala de bacias hidrográficas baseadas na aplicação de dispositivos de armazenamento e infiltração, buscando compensar, sistematicamente, os efeitos da urbanização (BAPTISTA, 2011; TUCCI, 2012).

Uma peculiaridade das técnicas alternativas em relação às clássicas é a necessidade de uma abordagem integrada, que consiste em promover a interação do projeto urbanístico com a gestão das águas pluviais, de forma a fomentar soluções que

atendam aos objetivos do empreendimento urbanístico e sejam adequadas em relação ao tratamento das águas pluviais (BAPTISTA, 2011).

As soluções compensatórias podem apresentar múltiplos usos, para fomentar o melhor convívio da comunidade e uma melhor inserção urbanística dessas técnicas. Áreas destinadas a amortecimento de cheias, por exemplo, podem ser relacionadas às áreas verdes, parques, áreas adequadas para a prática de esporte, entre outras. Quando não há a possibilidade de múltiplo uso, valorizar as estruturas e a presença de água podem ser alternativas para adequar a inserção das soluções ao planejamento urbano (NASCIMENTO e BAPTISTA, 2009).

A classificação das técnicas alternativas é feita de acordo com a posição de implantação do dispositivo em relação à sua área de drenagem. Podem ser classificadas em técnicas de controle na fonte, relacionado a pequenas áreas de drenagem, e de controle centralizado, dispositivos que funcionam com uma área de drenagem de maior porte. A imagem a seguir ilustra alguns exemplos dessas classificações (BAPTISTA, 2011).

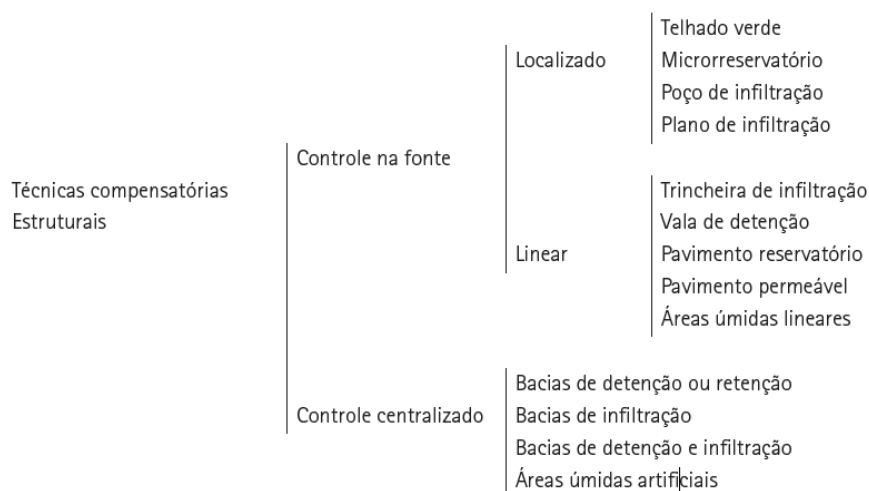


Figura 3.12 - Classificação das técnicas alternativas, segundo Baptista (2011).

O tipo de técnica a ser adotada depende de fatores urbanísticos, sociais, econômicos e ambientais. Em áreas que ainda estão em desenvolvimento, estudar esses fatores em consonância com o desenvolvimento do projeto urbanístico gera a situação ideal para se aplicar uma solução com a maior eficiência, devido à flexibilidade da aplicação das técnicas compensatórias ao projeto urbanístico. Mas em áreas já urbanizadas, a aplicação dessas técnicas encontra alguns empecilhos em relação aos custos e à escolha do método a ser utilizado (NASCIMENTO e BAPTISTA, 2009).

Peiter e Poletto (2012) estudaram os efeitos da aplicação de trincheiras de infiltração sobre o escoamento superficial. O trabalho foi baseado em ensaios realizados com trincheiras preenchidas com quatro granulometrias diferentes. Elas foram testadas em laboratório, para se medir o armazenamento inicial e em campo, para determinar a capacidade de infiltração da água.

O estudo foi realizado com pedrisco, pedra britada, pedra de argila e rachão. A partir dos resultados obtidos, concluiu-se que quanto maior a granulometria, maior a capacidade de armazenamento da água por m³ de preenchimento granular e as trincheiras são uma solução boa para a retenção do escoamento superficial urbano e consequente controle de inundações em bacias urbanizadas.

Gonçalves (2018) também testou técnicas compensatórias como soluções para o escoamento urbano. Em seu estudo, a autora realizou monitoramento quantitativo da água drenada por unidades piloto de telhado verde e modelagem pelo programa PCSWMM para verificar a viabilidade da inserção da técnica no Distrito Federal. A partir da simulação hidrológica, pode-se constatar que a aplicação dessa técnica amenizou o volume total inundado, a vazão de pico para um evento de chuva real apresentou redução de 42,2% até 79,9%. Durante o período de monitoramento, foram analisados telhados com variação da camada de substrato de 10 a 20 cm. Todos apresentaram retenção de volume precipitado em torno de 29 a 30%. A conclusão do estudo foi que a técnica compensatória é viável para a implantação no DF, em relação à diminuição dos impactos da impermeabilização do solo e ressalta-se que apenas a aplicação dessa técnica não resolve os problemas de escoamento superficial, sendo necessário implementá-la em conjunto com outras técnicas, como pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração.

Visto que o objeto de estudo desse trabalho é uma bacia de retenção em Vicente Pires, essa técnica alternativa será explanada no tópico a seguir.

3.3 BACIAS DE RETENÇÃO E DETENÇÃO

Bacias de amortecimento são os dispositivos alternativos mais utilizados para a gestão de águas pluviais, segundo ASCE (1992). Projetadas para interceptar e reter temporariamente um volume de água pluvial e liberá-la após o evento, seus objetivos são controlar a vazão de pico, o volume decorrente do escoamento superficial, a qualidade das águas pluviais e promover a recarga dos aquíferos pelas águas pluviais (GRIBBIN, 2006). As bacias podem ser classificadas em bacias de retenção e bacias de detenção.

As bacias de retenção têm a finalidade de amortecer a vazão de pico gerada pelo evento de chuva, retendo o volume da precipitação por um determinado tempo para liberá-lo aos poucos. Segundo Durrans (2003), bacias de retenção possuem pelo menos uma estrutura de saída, que permite a saída do fluxo em uma quantidade menor que o fluxo de entrada. A diferença entre os fluxos de entrada e saída resulta não só na redução do escoamento superficial, mas também armazena temporariamente o excesso de fluxo. Esse tipo de bacia é caracterizado por ser uma bacia seca, ou seja, elas possuem nível d'água apenas durante o período chuvoso. Um esquema de uma bacia de retenção é apresentado na Figura 3.13.



Figura 3.13 - Esquema de bacia de retenção (CANHOLI, 2014).

As bacias de retenção podem ser projetadas para céu aberto ou por obras subterrâneas, utilizando tubos de grandes diâmetros ou outros tipos de câmaras no subsolo. Esse último tipo é geralmente utilizado em locais onde não há muito espaço e apresenta maior custo, pois tem a capacidade de armazenamento de volume bem menor que as bacias a céu aberto e não possuem capacidade de retenção de poluentes, exigindo que sejam tomadas medidas adicionais para resolver essa questão (GRIBBIN, 2006). A Figura 3.14 apresenta uma bacia de retenção em construção no Setor Habitacional Vicente Pires (SHVP).



Figura 3.14 - Bacia de retenção em construção no SHVP.

Quando preenchidas permanentemente, as bacias são classificadas como bacias de retenção e o seu principal objetivo é controlar a qualidade d'água pluvial, retendo-a por tempo suficiente para que as partículas suspensas presentes na água se depositem. Esse tipo de bacia tem algumas particularidades: ela deve ter uma profundidade adequada para evitar a ocupação do fundo por plantas aquáticas e, durante período seco, a sua alimentação, que geralmente é realizada através do lençol freático, deve ser garantida. (STU e Agences de l'eau *apud* CASTRO, 2002). A seguir é apresentado um exemplo de bacia de retenção no município de Uberaba, representada pela Figura 3.15.



Figura 3.15 - Bacia de retenção - N.A permanente - município de Uberaba (CANHOLI, 2014).

Pela sua flexibilidade, as bacias de detenção e retenção, além da sua função de proteção contra inundações, podem ter outras funcionalidades. Dessa forma, esse tipo de construção hidráulica possui grandes vantagens. A Figura 3.16 apresenta as vantagens e desvantagens na implementação de bacias de detenção e retenção.

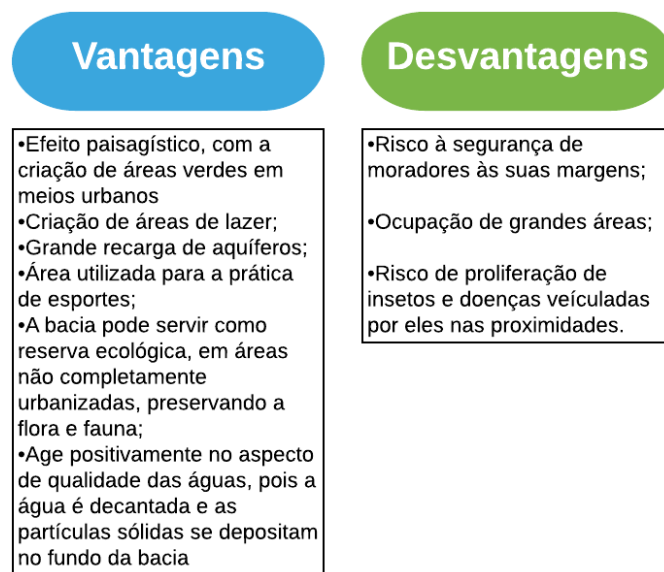


Figura 3.16 - Vantagens e desvantagens das bacias de detenção (Adaptado – Castro, 2002)

As bacias podem ser classificadas de acordo com o seu posicionamento na rede de drenagem. Se ela se encontra na linha principal nos sistemas de drenagem (ou está conectada em série), a bacia é classificada como *in-line* e ela tem a função de retornar o escoamento amortecido para o sistema de drenagem. Quando implantada em paralelo, para desvio do escoamento, a bacia é classificada como *off-line*, que retém os escoamentos desviados da rede de drenagem principal e os devolvem para o sistema, após obtido o alívio de pico de vazão (CANHOLI, 2014).

O dimensionamento do volume das bacias de qualidade (retenção) e quantidade (detenção), no Distrito Federal, deve ser feito como estabelecido pela resolução nº 09, de 08 de abril de 2011, da Adasa, onde “Estabelece os procedimentos 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”. Essa resolução também determina a vazão específica máxima para lançamento de águas pluviais em corpos hídricos, no Distrito Federal, igual a 24,4 L/(s.ha) para áreas , valor que representa a vazão máxima pré-existente de condições naturais. É necessário que a rede obedeça o limite de vazão de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos, para que o desenvolvimento urbano não produza aumento da vazão máxima devido à impermeabilização, evitando que o efeito da urbanização seja passado para jusante (TUCCI, 2016).

De acordo com a resolução nº 09/2011, o volume da bacia de qualidade deve ser dimensionado pela seguinte equação:

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot Ai) \cdot A_c \quad \text{Equação 1}$$

Onde V_{qa} é o volume em m^3 , Ai é o percentual de área impermeável do terreno e A_c é a área de contribuição do empreendimento em ha. A vazão de saída da bacia de qualidade também deve ter um valor limite, que é calculado pela equação a seguir.

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4} \quad \text{Equação 2}$$

Onde Q é a vazão dada em L/s. Além disso, a bacia de retenção deve prever a redução de, no mínimo, 80% dos sólidos totais gerados na área impermeabilizada.

A vazão de saída bacia de retenção deve respeitar a limitação da vazão de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos determinada pela resolução nº 09/2011. Para áreas de contribuição menores que 200 ha, o volume da bacia de quantidade deve ser determinado pela seguinte equação.

$$V = (4,705Ai)A_c \quad \text{Equação 3}$$

Para empreendimentos com áreas superiores a 200 ha, é necessário realizar estudo hidrológico para determinar o volume da bacia de quantidade e seus dispositivos de saída. Para tanto, os estudos devem considerar chuvas com tempos de retorno de 10 anos e duração de, no mínimo, 24 horas, e a vazão máxima de saída não pode ultrapassar a vazão máxima de pré-desenvolvimento.

Ademais, as bacias de retenção e detenção podem ser dimensionadas a partir de vazões de projeto. Essas vazões podem ser determinadas pelo Método Racional, para áreas de contribuição menores que 200 ha, ou por hidrogramas, obtidos, por exemplo, pelo método do SCS (*Soil Conservation Service*), que é baseado no hidrograma unitário (ADASA, 2018).

Souza (2014) realizou monitoramento e modelagem da sub bacia do Lago Paranoá e avaliou o uso de bacias de retenção nessa bacia para se evitar eventos indesejáveis e impactos de diversas atividades que ocorrem nesse espaço urbano. Assim, analisou-se o comportamento quantitativo e qualitativo das águas de drenagem urbana por meio do monitoramento e da modelagem utilizando os programas SWMM e PCSWMM e, a partir dos dados obtidos, avaliar possíveis soluções por meio de implementações de bacias de retenção na região. Foram estudadas 13 alternativas de implantação de bacias. Concluiu-se que a implementação de bacias pode ser uma alternativa para desafogar a rede de drenagem que apresenta vários pontos que estão funcionando em seu limite de capacidade. Segundo a autora, as alternativas que consideraram uma combinação na

implementação das bacias de retenção foram as que melhor apresentaram redução no pico à jusante da bacia, entre 29% e 62%.

3.4 STORM WATER MANAGEMENT MODEL – SWMM

O SWMM é um modelo computacional de gerenciamento de águas pluviais desenvolvido pela Agência de Proteção ao Meio Ambiente dos Estados Unidos (EPA - *Environmental Protection Agency*). Foi o primeiro modelo computacional voltado para a análise qualitativa e quantitativa relacionada ao escoamento em áreas urbanas. Ao redor do mundo, utiliza-se o SWMM para o planejamento, análise e concepção de projetos relacionados ao escoamento de águas pluviais, esgotamento e outros sistemas de drenagem urbana (ROSSMANN, 2015).

O programa representa a drenagem como uma série de fluxo de água de material entre os principais compartimentos do meio ambiente. Os compartimentos são:

- Atmosférico: a precipitação e os poluentes são depositados na superfície do solo;
- Superfície do Solo: recebe a precipitação sob a forma de chuva ou neve;
- Águas Subterrâneas: recebe a infiltração da superfície do solo e pode transferir parte desse fluxo para o compartimento de transporte;
- Transporte: contém a rede dos elementos de transporte do fluxo, que transportam a água na bacia.

Os fenômenos hidrológicos e hidráulicos são simulados pelo programa a partir do modelo chuva-vazão para um único evento ou contínuo. Os resultados obtidos relativos a qualidade e quantidade das águas de drenagem são gerados a partir do sistema de galerias para a previsão de vazões, pontos de inundação e de poluentes (ROSSMANN, 2015).

Para a simulação do escoamento superficial, a bacia deve ser composta por um conjunto de sub-bacias com características uniformes. O transporte hidráulico do modelo é realizado por um sistema de condutos, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e elementos de regulação. A área das sub-bacias deve ser dividida em áreas permeáveis e impermeáveis, com valor máximo de armazenamento e modeladas como reservatórios não lineares, e todas são associadas a um pluviógrafo (LEITE, 2013; SILVA, 2016).

Ainda em relação ao escoamento superficial, o SWMM considera diferentes processos hidrológicos relacionados a esse fenômeno como precipitações variáveis no

tempo, evaporação de águas paradas, acumulação e degelo de neve, interceptação de precipitações por armazenamento em depressões, infiltração das precipitações em solo não saturado, percolação de água infiltrada nos aquíferos, troca de fluxo entre os aquíferos e sistemas de drenagem e modelagem do fluxo superficial em reservatórios não lineares (SILVA, 2016).

A infiltração pode ser definida a partir de três métodos dentro do SWMM, a equação de Horton, (1993) e a de Green-Ampt (1911), além do método Curva Número, proposto por USDA, SCS (1972).

Além disso, há três formas de modelagem (fluxo em regime uniforme, onda cinemática e onda dinâmica). A modelagem pelo método da Onda Dinâmica, que foi utilizado neste estudo, segue as equações de conservação de massa, energia e momento para o fluxo não permanente.

O SWMM é um programa empregado em inúmeros estudos, principalmente relacionado com drenagem urbana.

Vinagre *et al.* (2015) realizou o estudo do comportamento hidráulico da bacia do Paracuri em Belém (PA) por meio do programa SWMM. O estudo consiste em avaliar um canal projetado em dois cenários, um em perfeitas condições e outro com assoreamento de 50 cm. A partir do programa, o autor conseguiu analisar a eficiência do SWMM para a simulação dos cenários futuros, apresentando grande utilidade para simular o comportamento do sistema de drenagem urbana, com a possibilidade de ser estudada a influência do processo de urbanização sobre o sistema de drenagem.

Silva (2016) utilizou o programa citado para avaliar os impactos da urbanização de Vicente Pires sobre o escoamento superficial, região administrativa que apresentou uma rápida urbanização sem um devido planejamento. Nesse trabalho foram avaliados diferentes cenários durante a urbanização do SHVP, apresentando diferentes condições de impermeabilização do solo. Com base na modelagem realizada com o programa SWMM, foi possível perceber a influência da malha urbana nas condições de escoamento superficial.

3.4.1 Definição do CN

A Curva Número é um índice de escoamento superficial que será utilizado como dado de entrada para o modelo de infiltração do *software* PCSWMM. Esse índice pode ser determinado a partir do uso e ocupação do solo e dos grupos hidrológicos presentes no Setor Habitacional Vicente Pires (SHVP). Para a determinação do uso do solo e sua

ocupação será utilizada a classificação proposta por Tucci (1993). Os grupos hidrológicos dos solos são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Grupo de solos e suas características.

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

Fonte: Tucci *et al.*, 1993

Depois de determinado o grupo hidrológico do solo, o CN pode ser obtido a partir do uso e ocupação do solo. A Tabela 3.5 apresenta o CN de acordo com o seu grupo hidrológico. Com os valores de CN serão feitos mapas com os valores obtidos para poder calcular o CN médio da região.

Tabela 3.5 - Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou Cobertura do solo	Grupo de solos			
	A	B	C	D
Zonas Cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	72	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Floresta: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, revaldos, parques, campos, cemitérios, boas condições				
Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95

Utilização ou Cobertura do solo	Grupo de solos				
	A	B	C	D	
Zonas industriais	81	88	91	93	
Zonas residenciais					
Lotes de (m²)	%média impermeável				
<500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos etc.	98	98	98	98	
Arruamentos e estradas					
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98	
Paralelepípedos	76	85	89	91	
Terra	72	82	87	89	

Fonte: Tucci *et al.* 1993.

4 METODOLOGIA

O presente projeto propôs-se a verificar o comportamento de duas bacias em série - uma de qualidade e outra de quantidade – com a rede ainda em implantação na região administrativa Vicente Pires em relação a sua eficiência no armazenamento temporário de água e na redução da onda de cheia, por meio de avaliações quantitativas da água realizada por modelagem no programa PCSWMM. Os dados da rede e das bacias foram obtidos a partir do projeto executivo fornecido pela Topocart. Serão utilizados três cenários diferentes para realizar o estudo: o primeiro e o segundo cenários são previsões do comportamento da bacia, após a implementação de rede e da bacia de retenção, aplicando a precipitação de projeto indicada pelo Manual de Drenagem do Distrito Federal, da ADASA, e considerando eventos críticos reais ocorridos na região. O terceiro cenário analisou o comportamento da bacia hidrográfica sem o sistema de drenagem urbana conforme o cenário atual do SHVP. Por fim, o método de modelagem por meio do PCSWMM foi comparado com o Método Racional - método utilizado para dimensionamento da vazão de projeto para pequenas bacias de retenção. A Figura 4.1 apresenta um fluxograma com as etapas realizadas no projeto.

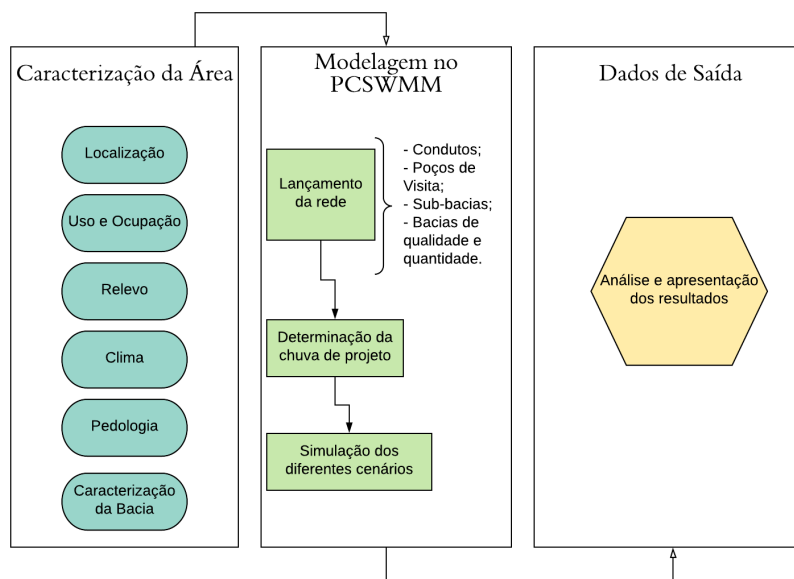


Figura 4.1 - Fluxograma das etapas do projeto.

Inicialmente, nesse capítulo, são apresentados os dados obtidos a partir da caracterização da área, como localização, característica do tipo do solo e uso e ocupação, área da rede de drenagem, clima da região e caracterização da bacia. Em seguida, será explanado a metodologia utilizada para a modelagem no PCSWMM e como foram obtidos os resultados.

4.1 SETOR

O Setor Habitacional Vicente Pires, inicialmente, era constituído por um conjunto de colônias agrícolas, estabelecidas em tempos relativamente distintos. As Colônias Agrícolas existentes no SHVP são Vicente Pires, Samambaia, Governador e São José.

A partir dos anos noventa, as áreas agrícolas e naturais foram transformadas em ocupações urbanas irregulares. Assim, as chácaras passaram por um reparcelamento, gerando ocupação desordenada, não possuindo serviços de saneamento básico adequados.

Por ser uma área em regularização, o SHVP, com área intensamente impermeabilizada, ainda não dispõe de dispositivos de drenagem. A região possui alguns lançamentos individuais, sem critério técnico. A Figura 4.2 e a Figura 4.3 apresentam sistemas provisórios implantados em Vicente Pires.



Figura 4.2 - Sistema Provisório de Drenagem Pluvial para Evitar Alagamentos na Vila São José (sistema sem critérios técnicos e fora do padrão da NOVACAP) (Topocart, 2010).



Figura 4.3 - Tubulações Provisórias para Escoamento de Drenagem Pluvial na Vila São José com Problemas Erosivos (perda da tubulação) (Topocart, 2010)

4.2 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo desse projeto fica no Setor Habitacional Vicente Pires, situado na região administrativa de mesmo nome, criada pela Lei nº 4.327 de 26 de maio de 2009. A região está compreendida na unidade hidrográfica do Riacho Fundo, bacia de contribuição do lago Paranoá, sendo os córregos Samambaia e Vicente Pires os principais corpos hídricos da região. A localização da área de estudo é apresentada na Figura 4.4.

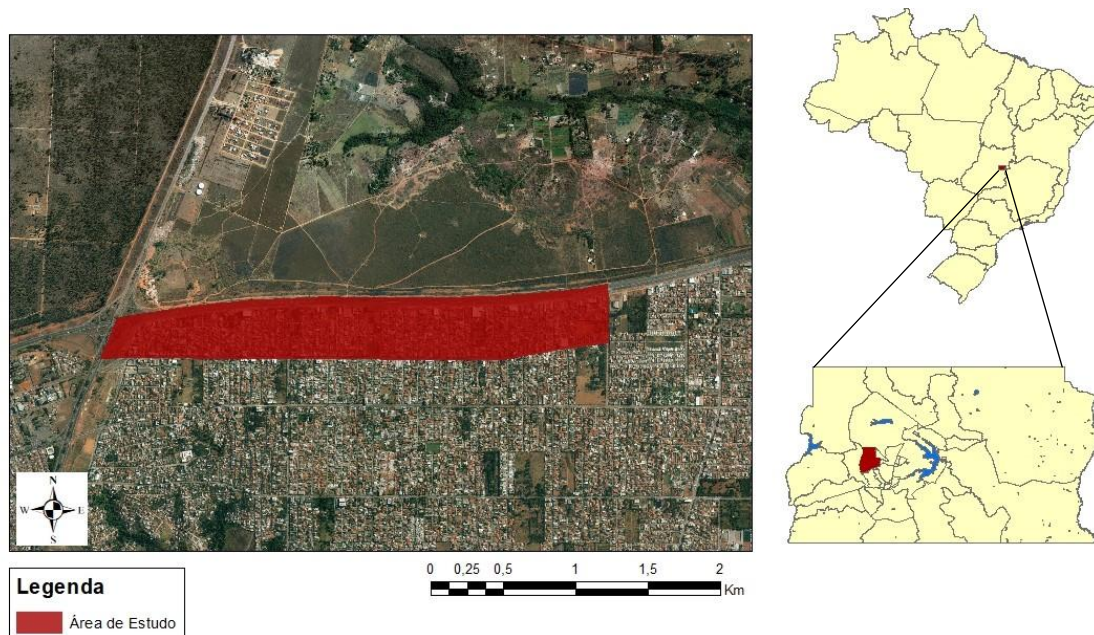


Figura 4.4 - Localização da área de estudo

Dentro da unidade hidrográfica, a região é localizada nas microbacias de Samambaia, Vicente Pires, Cabeceira do Valo e Cana do Reino, sendo todos afluentes do ribeirão Riacho Fundo.

O SHVP é delimitado a oeste pela Estrada Parque Contorno (DF 001), a sul pela Estrada Parque Taguatinga (DF 085), a leste pela Estrada Parque Ceilândia (DF 087), e a norte pela encosta da vertente da margem direita do córrego Cana do Reino (DIUR, 2015). A área de estudo desse projeto fica no Setor Habitacional Vicente Pires (SHVP), situado na região administrativa de mesmo nome (RA-XXX), criada pela Lei nº 4.327 de 26 de maio de 2009. As bacias de qualidade e retenção se encontram próximas ao Lote IX, no lado direito rodovia DF-095 (Estrada Parque Ceilândia) no sentido para Taguatinga, e a área de contribuição da rede está localizada no Lote XI.

A região está compreendida na unidade hidrográfica do Riacho Fundo, bacia de contribuição do lago Paranoá, sendo os córregos Samambaia e Vicente Pires os principais corpos hídricos da região. O ponto de lançamento da rede é no córrego Vicente Pires.

4.2.1 Bacia de amortecimento da rede de drenagem

As bacias a serem estudadas estão localizadas no Lote IX do Setor Habitacional Vicente Pires e pertence a rede 134 do projeto da Topocart.

Foram adotadas para o projeto, estruturas de saída mistas, compreendendo o extravasamento através de orifícios e vertedor, dimensionados para diferentes tempos de recorrência para um melhor atendimento dos eventos de chuva.

A bacia de retenção possui um orifício instalado na cota 1.105,50 m com seção retangular de 0,25 x 0,25 m e um vertedor de emergência de parede espessa, com seção retangular e largura de 30 m instalado na cota 1.107,80 m. A borda livre é de 0,90 m e a crista fica na cota 1.108,70.

Para a bacia de detenção, foram instalados dois orifícios, que estão localizados na cota 1.101,20 m e possuem seção retangular (0,75 x 0,75 m). Além disso, a bacia possui dois vertedores de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 15,00 m cada, instalados à cota 1.103,5 m. A borda livre é de 0,90 m e a crista fica em 1.104,40 m. A entrada na bacia de qualidade é feita por dissipadores de energia, com galerias de 1,50 x 1,50 m

A Tabela 4.1 apresenta um resumo das características das bacias a Figura 4.5 apresenta a localização das bacias em Vicente Pires.

Tabela 4.1 - Características gerais das bacias de qualidade e quantidade.

Bacia de Qualidade	
Profundidade (m)	3,20
Volume (m ³)	32.645
Cota de fundo	1.105,50
Orifício	Seção retangular 0,25 x 0,25 m
Vertedor	Tipo parede espessa e largura de 30 m
Bacia de Quantidade	
Profundidade (m)	3,20
Volume (m ³)	31.081
Cota de fundo (m)	1.101,20
Orifícios	2 orifícios de seção retangular 0,75 x 0,75 m
Vertedores	2 vertedores de parede delgada e com largura de 15 m

O dimensionamento das bacias foi realizado pelo modelo HEC-HMS, que é um modelo de simulação hidrológico. Os métodos utilizados nesse programa foram o SCS, para o cálculo das chuvas efetivas, propagação de hidrogramas em cheia de canais utilizando o método Muskingum-Cunge e a propagação de cheia em reservatórios de detenção pelo método Puls modificado. A precipitação de projeto utilizada foi determinada a partir da curva IDF determinada pela Novacap, com TR de 25 anos e duração de 1 hora. Na Figura 4.6 a Figura 4.9 são apresentadas imagens aéreas das bacias de qualidade e quantidade.

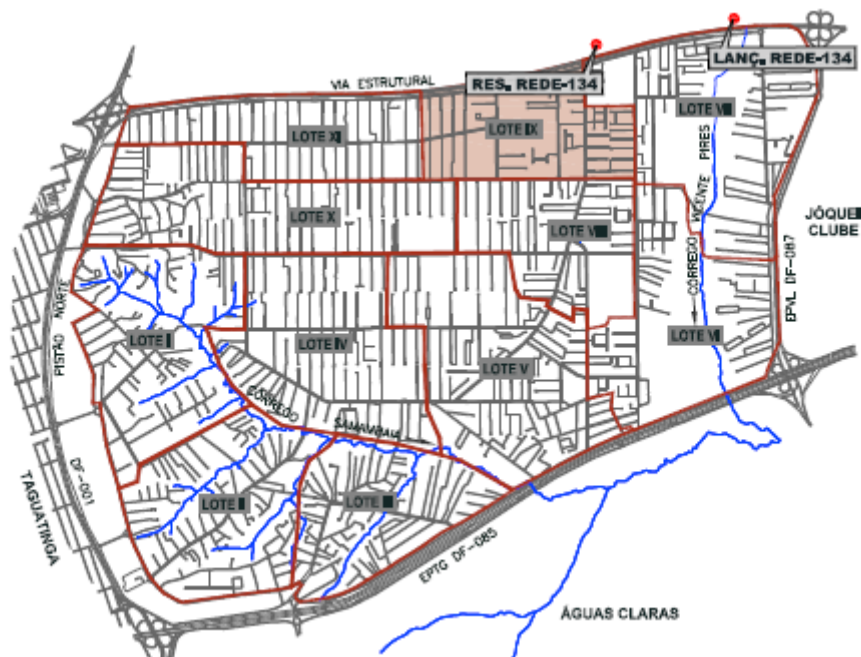


Figura 4.5 - Localização da bacia de detenção da rede 134 - Lote IX (SHVP) (TOPOCART, 2017).



Imagem feita por drone no dia 13/04/2019.

Figura 4.6 - Imagem aérea das bacias de qualidade e detenção em série.



Imagem feita por drone no dia 13/04/2019.

Figura 4.7 - Bacia de qualidade.



(a)



(b)

Imagem feita por drone no dia 13/04/2019.

Figura 4.8 - Detalhe da entrada (a) e saída (b) da bacia de qualidade



Imagem feita por drone no dia 13/04/2019

Figura 4.9 - Bacia de detenção

A rede de drenagem, localizada no Lote XI, é composta por poços de visita (PV), interligados com condutos de concreto com diâmetros variando entre 400 mm e 1.500 mm e com galerias com seção circular de até 2,20 m de diâmetro. Em alguns trechos e na passagem sob a via Estrutural (DF-095) serão utilizados *tunnel liners*. Os principais dados para a modelagem em relação ao PVs foram a cota da tampa, a cota de entrada da água e a cota de saída. Para a modelagem dos condutos e galerias, o principal dado foi a seção transversal. O projeto da rede de drenagem, que possibilitou a modelagem da bacia, foi fornecido pela Topocart. A Figura 4.10 apresenta o mapa da rede de drenagem da área em estudo.

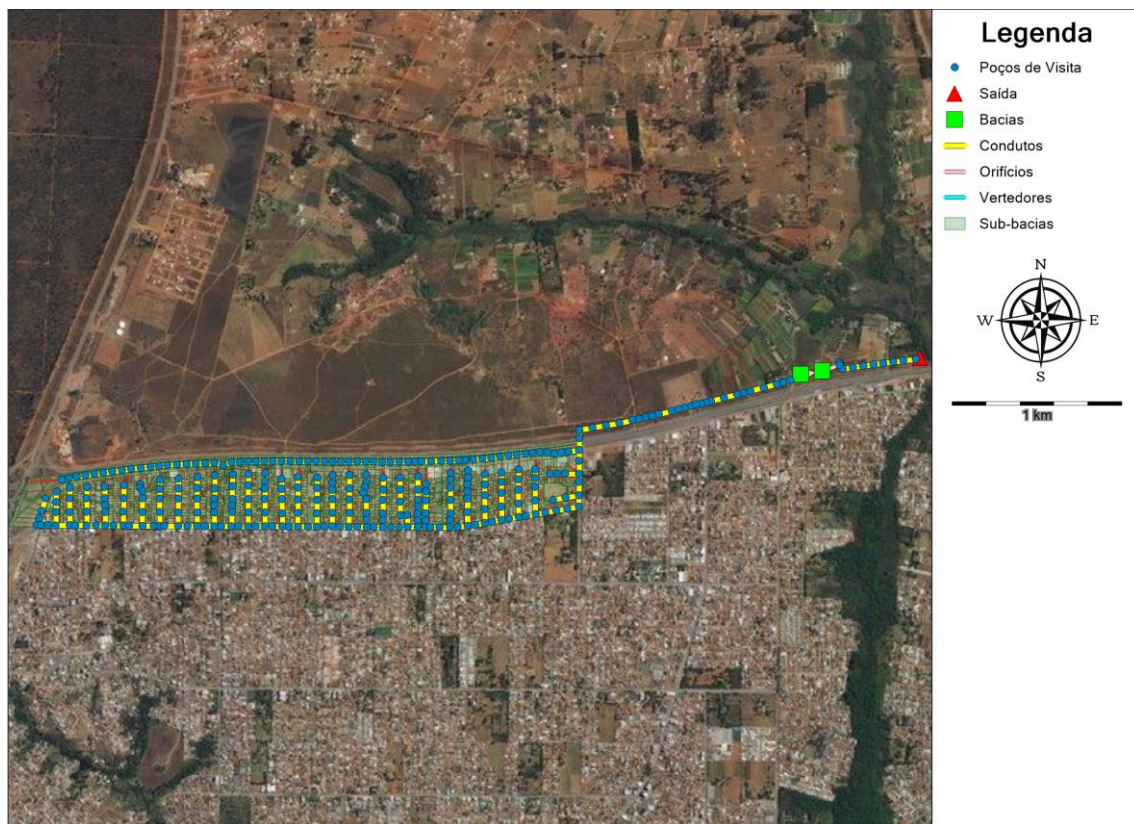


Figura 4.10 - Mapa da rede de drenagem modelada no estudo.

O lançamento da vazão de saída é feito por uma bacia de dissipação ao final da rede, como mostra a Figura 4.11. A proximidade do lançamento da água no corpo hídrico próximo à ponte na via Estrutural é preocupante, pois em épocas de cheia a ponte apresenta riscos de inundação devido ao córrego Vicente Pires. O lançamento próximo a essa ponte, aumenta a vazão do córrego e não há espaço suficiente para que a vazão do corpo hídrico estabilize.



Imagem feita por drone no dia 13/04/2019

Figura 4.11 - Bacia de dissipação ao final da rede.

Na visita feita ao local das bacias no dia 13 de março de 2019, apesar de elas terem sido implantadas recentemente, já apresentavam alguns problemas, como presença de entulhos nas bacias, defeitos no gabião, acúmulo de água antes do orifício de saída da bacia de qualidade e indicações de erosão de talude próximas aos vertedores de emergência da bacia de detenção.



(a)



(b)

Figura 4.12 - Presença de entulho na entrada (b) e próximo à saída (a) da bacia de detenção.



Figura 4.13 - Acúmulo de água na bacia de qualidade.



Figura 4.14 - Defeitos no gabião da bacia de detenção.



(a)



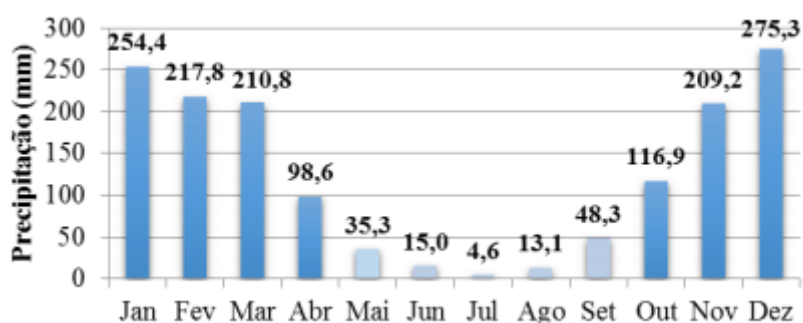
(b)

Figura 4.15 - Indícios de erosão no talude na lateral (a) e por cima (b) do vertedor da bacia de detenção.

4.2.2 Clima

O clima da região pode ser definido como o clima do Distrito Federal. Cardoso *et al* (2015) fez a classificação climática do DF de acordo com a classificação Köppen-Geiger, simplificada por Sezter (1966), e obteve que o clima do Distrito Federal é classificado como tropical com período seco no inverno. De acordo com o estudo, a

temperatura média anual estaria em torno de 23,4°C, sendo os valores mais baixos de temperaturas constatados nos meses de junho e julho, com média de temperatura de 20,8°C, enquanto o mês de outubro apresentou a maior temperatura de 25,3°C. A precipitação anual média no DF situa-se em torno de 1500 mm. Os meses de maio a setembro são considerados o período seco e de outubro a abril ocorre o período chuvoso do DF. A Figura 4.16 representa a precipitação média mensal no Distrito Federal.



Fonte: Cardoso *et al* (2015)

Figura 4.16 - Precipitação Pluviométrica média mensal no Distrito Federal.

4.2.3 Tipo de solo

O tipo de solo da área da rede de contribuição das bacias foi identificado utilizando os dados disponibilizados pela Embrapa (REATTO, 2004). Constatou-se que a área de estudo possui apenas um tipo de solo, o Latossolo Vermelho-Escuro (Figura 4.17). Esse tipo de solo é predominante no Distrito Federal e na bacia hidrográfica do Riacho Fundo, na qual a região de estudo está inserida.

O Latossolo Vermelho-Escuro é um solo mineral profundo. Apresenta teor de sílica inferior a 20% e argila variando entre 15% e 80%. Por ser rico em quartzo, apresenta característica arenosa. Tem permeabilidade considerável, assim possuem baixa capacidade de armazenamento de água, devido à sua característica arenosa. (EMBRAPA, 2000)

Pedologia do Distrito Federal

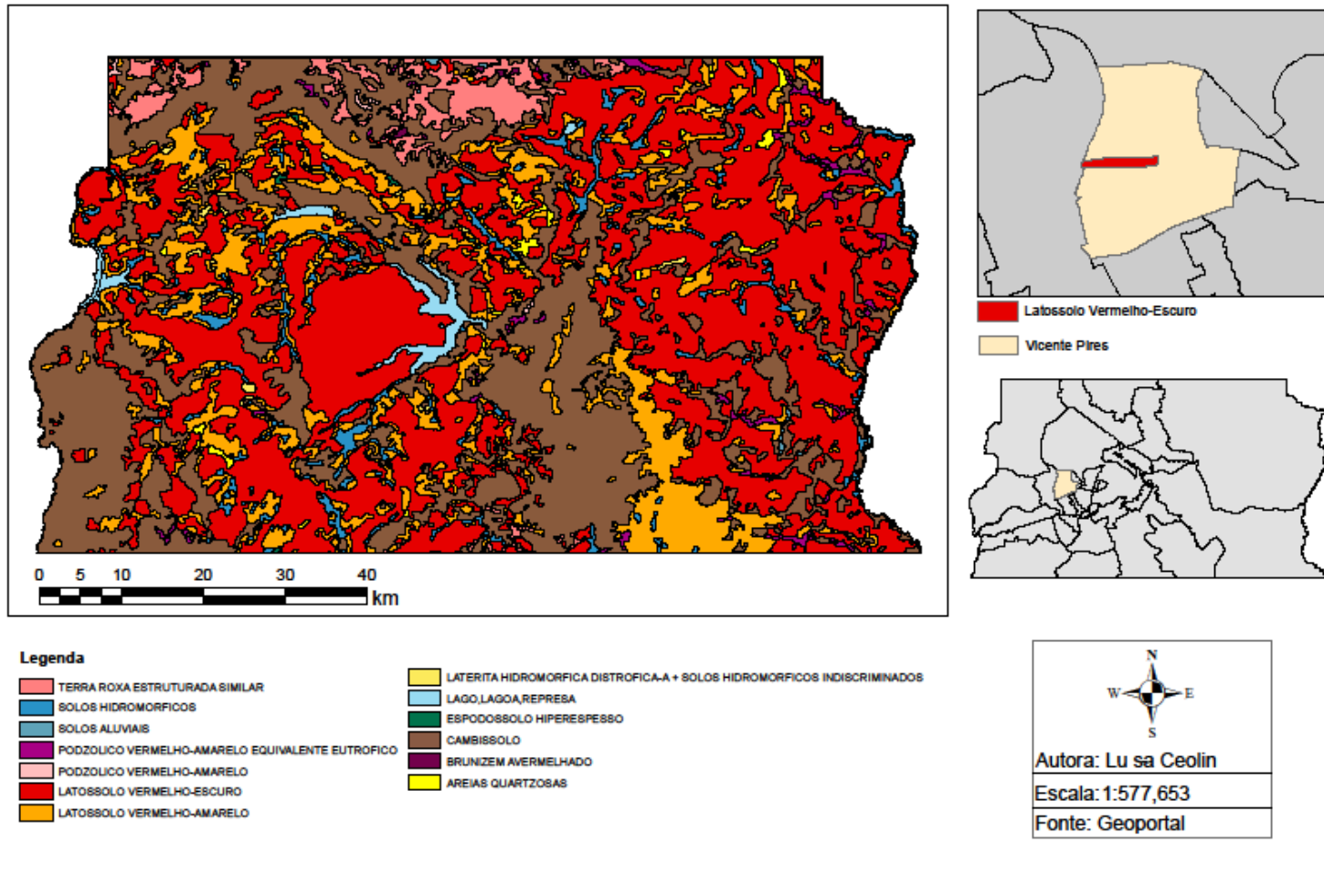


Figura 4.17 - Mapa de solos do Distrito Federal com detalhes do solo da área em estudo

A determinação do tipo de solo influencia diretamente na escolha dos valores a serem adotado no parâmetro da Cura Número (CN), que será utilizado para determinar a capacidade de escoamento superficial do terreno, desenvolvido pelo *United States Department of Agriculture - Soil Conservation Service (SCS)*. O tipo de solo da área de estudo foi considerado pertencente ao Grupo A, por apresentar características de solo arenoso, apesar da alta concentração de argila.

Tabela 4.2 - Tipo de solo segundo classificação

Grupo de Solo	Características do solo
A	Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila.

Fonte: Tucci *et al*, 1993

4.2.4 Uso e ocupação do solo

O mapa de uso e ocupação do solo foi obtido por meio da identificação da cobertura do solo da região, após a avaliação de ortofotos da área. Foi utilizado cinco tipos de classificação de uso e ocupação que são detalhados na Tabela 4.3.

O uso e ocupação, assim como o tipo de solo, é um parâmetro importante para a caracterização do escoamento superficial da área de estudo. Determinado os dois parâmetros, é possível identificar o CN para cada tipo de uso e ocupação identificado para a área de contribuição. Os valores do CN adotados foram sugeridos por Tucci (1995). A Tabela 4.3 apresenta o CN determinado para cada tipo de uso e ocupação do solo identificado.

Tabela 4.3 - Classificação do uso e ocupação da área de contribuição da rede de drenagem das bacias de detenção

Classificação	CN
Vias Pavimentadas e Estacionamento	98
Lotes Construídos	89
Solo Exposto	68
Espaço Aberto	39
Área Verde	25



Autora: Luísa Ceolin

Figura 4.18 - Mapa de uso e ocupação da área de contribuição das bacias.

A distribuição da área é bastante desigual. De acordo com a Tabela 4.4, sub bacias classificadas como lote construídos e vias pavimentadas e estacionamentos são as que ocupam maior parte da área de contribuição, mostrando uma região com característica de área urbanizada, o que era esperado, pois Vicente Pires é uma região que sofreu grande impermeabilização do solo nos últimos anos. O CN médio obtido para a área foi de 77,6.

Tabela 4.4 - Porcentagem dos diferentes tipos de uso e ocupação do solo da área de contribuição

Classificação	% da ocupação da área total
Vias Pavimentadas e Estacionamentos	19,6
Lotes Construídos	43,4
Solo Exposto	19,4
Espaço Aberto	15,6
Área Verde	2

O valor de CN identificado para cada tipo de uso e ocupação do solo da área de contribuição da rede é inserido no PCSWMM, sendo relacionado com as sub bacias definidas no programa.

4.3 MODELAGEM NO PCSWMM

A modelagem hidráulica e hidrológica da rede de drenagem das bacias de qualidade e detenção, assim como a das bacias, foi realizada a partir do programa SWMM, na versão PCSWMM 7.2 Profissional, desenvolvido pela CHIWATER.

A modelagem foi realizada para dois cenários. No primeiro foi feita a modelagem para a área com a rede de drenagem e as bacias implantadas. Foi analisado o comportamento da rede para uma chuva com tempo de retorno (TR) de 10 anos e de duração de 24 h, a fim de buscar pontos de afogamento e verificar se a rede está atendendo a resolução nº 9 da Adasa (2011) que trata do dimensionamento dos reservatórios de quantidade. O comportamento das bacias foi analisado para TR de 10, 25, 50 e 100 anos.

O segundo cenário constituiu uma análise do comportamento da região de estudo sem a rede, situação atual da área, que ainda não tem a rede de drenagem implantada. A vazão de escoamento nas sub bacias foi estudada para os TRs de 10, 25, 50 e 100 anos.

Além desses dois cenários, estudou-se o comportamento da rede de drenagem e das bacias de retenção para dados de chuva reais, obtidos a partir de um pluviógrafo (Figura 4.19) instalado em um reservatório da Caesb, localizado na Região Administrativa Vicente Pires, nas coordenadas 15°47'3.40"S e 48° 2'54.88"O.

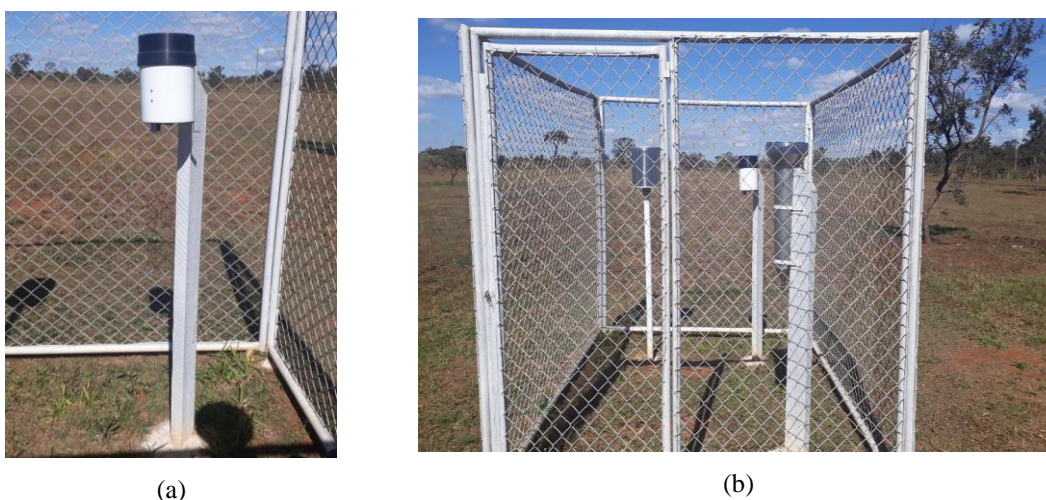


Figura 4.19 –Pluviógrafo instalado em Vicente Pires (a) protegido por grades metálicas (b).

4.4 MODELAGEM DA REDE DE DRENAGEM

Para realizar a simulação utilizando o SWMM, é necessário definir os modelos hidrológicos que serão utilizados para o programa realizar os cálculos. Isto posto, para modelo de infiltração/ geração de escoamento superficial foi escolhido o método da Curva Número do SCS, devido à simplicidade de obtenção dos dados, e para o modelo de transporte, utilizou-se o modelo da Onda Dinâmica, já que ele pode ser aplicado a qualquer tipo de traçado de rede de drenagem, pois calcula, de forma simultânea, os valores dos níveis da água nos nós e as vazões nos condutos. Além disso, esse modelo resolve as equações completas unidimensionais de Saint Venant (ROSSMANN, 2015).

Determinado os modelos, a simulação no PCSWMM pode ser dividida em quatro etapas: importação dos dados da rede de drenagem, importação das sub bacias, importação da chuva de projeto e verificação dos resultados.

Para o início da simulação, foi necessário inserir a área de drenagem, os poços de visita (PVs), os condutos e galerias, e as bacias em série, interligadas por orifícios. Os dados dos elementos citados foram obtidos a partir dos projetos fornecidos pela Novacap e pela empresa Topocart.

4.4.1 Divisão das Sub Bacias

As sub bacias são subdivisões da área de drenagem que contém informações sobre a área impermeável e declividade do terreno. A divisão foi feita com o auxílio de ortofotos e do uso e ocupação da área. Também foi necessário determinar os pontos de saída das sub bacias, indicando uma direção de fluxo, que poderiam ser um PV ou uma sub bacia que estivesse próxima e, de preferência, em uma cota inferior, para os resultados ficarem mais próximos da realidade.

4.4.2 Precipitações de Projeto

Para os diferentes cenários propostos nesse estudo, são utilizados eventos de chuvas diferentes: para o primeiro e o terceiro cenários, são utilizadas chuvas de projeto de acordo com as recomendações de projeto do PDDU e para o segundo cenário foram utilizados dados de um pluviógrafo da região.

A primeira opção de chuva de projeto utilizou a curva Intensidade – Duração – Frequência (curva IDF) para a determinação da precipitação de projeto. Essa curva fornece a precipitação para qualquer duração e período de retorno.

A curva IDF da Concremat (2009) foi construída a partir dos dados do INMET (estação meteorológica situada no Plano Piloto), a equação da IDF é apresentada a seguir:

$$I = \frac{1574,70 \cdot Tr^{0,207}}{(t + 11)^{0,884}} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

I = intensidade da precipitação (mm/h);

Tr = tempo de retorno (anos);

t = duração da chuva (min).

A estimativa do hietograma de projeto da chuva dada pela curva IDF (Equação 4) foi realizada a partir do método dos Blocos Alternados, com uma duração de chuva de 24

horas discretizada em intervalos de 5 minutos. A Tabela 4.5 relaciona os valores totais de lâmina precipitada para os diferentes tempos de retorno utilizados.

Tabela 4.5 - Lâmina precipitada para cada chuva simulada

Tempo de Retorno (anos)	Lâmina Total Precipitada (mm)
10	97,60
25	118,00
50	136,20
100	157,20

A Figura 4.20, Figura 4.21, Figura 4.22 e Figura 4.23 apresentam os hietogramas das chuvas de projeto utilizadas.

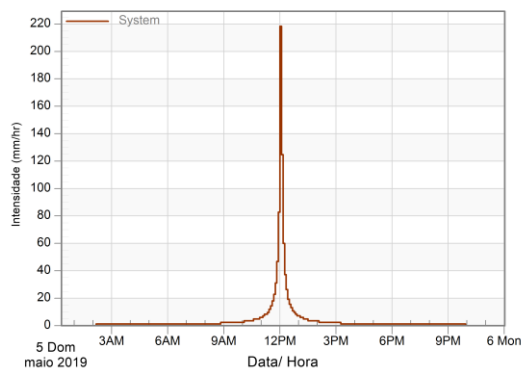


Figura 4.20 - Hietograma para TR de 10 anos

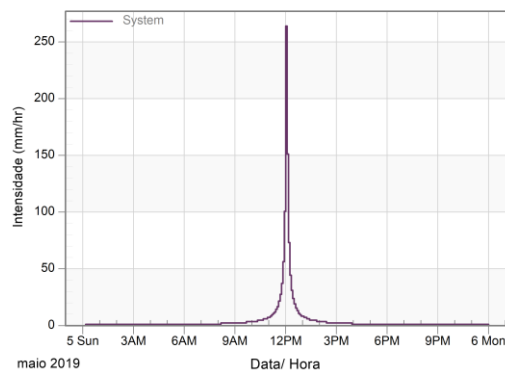


Figura 4.21 - Hietograma para TR de 25 anos

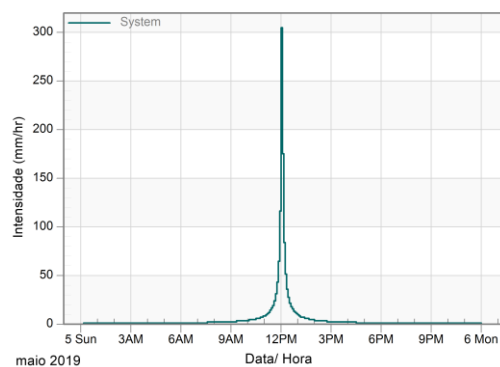


Figura 4.22 - Hietograma para TR de 50 anos

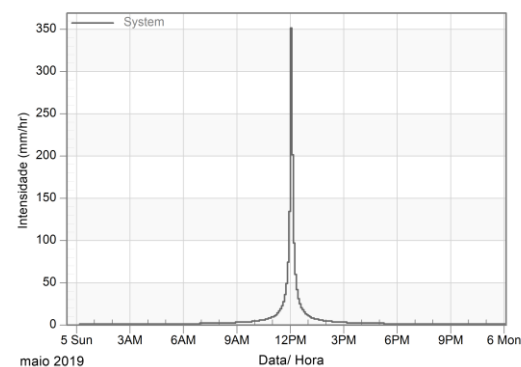


Figura 4.23 - Hietograma para TR de 100 anos

4.4.3 Modelagem 2D

A modelagem 2D do escoamento também foi realizada a partir do programa PCSWMM, para observar como o escoamento superficial no cenário sem a rede ocorria para um evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas.

Foram utilizados como *input* o limite da área, definido de acordo com o limite da área de contribuição, o modelo digital de elevação do terreno (MDE) e uma camada de obstruções do terreno, que é a representação dos lotes construídos. Uma camada de nós foi criada a partir do MDE e, a partir dessa camada, criou-se uma malha de pontos, de característica hexagonal, como apresentado na Figura 4.24.

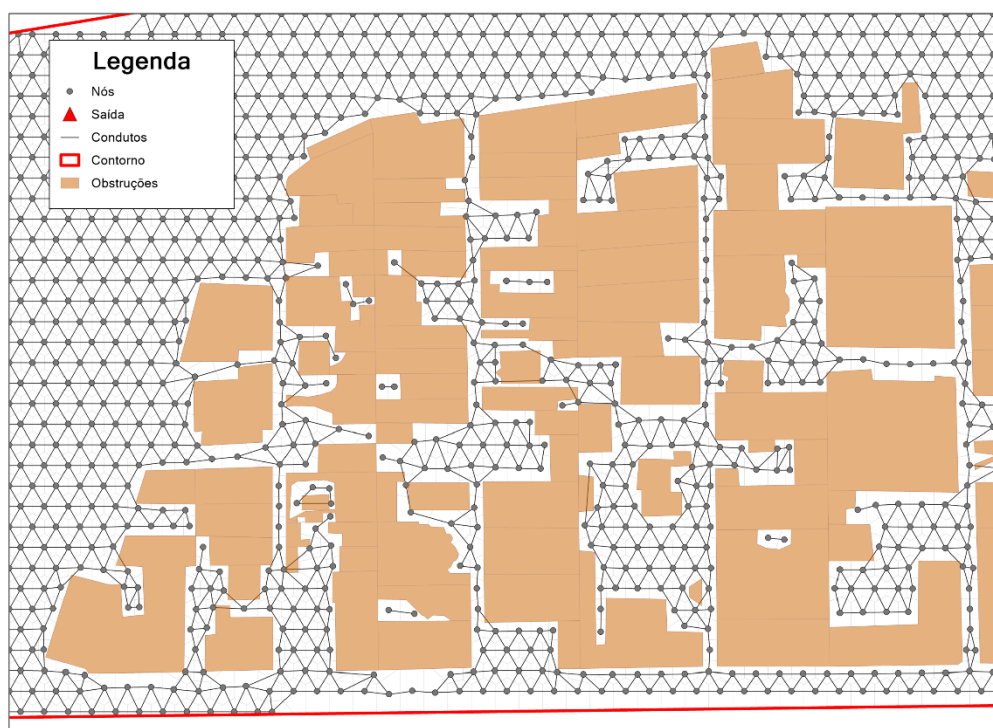


Figura 4.24 - Representação feita na modelagem 2D.

Os parâmetros utilizados para a simulação foram espaçamento de 10 m entre os pontos da malha, rugosidade do terreno de 0,04 e área de superfície mínima dos nós de 0,1 m².

4.5 SIMULAÇÃO DE BASE CONTÍNUA

A simulação contínua se baseia na aplicação de registros reais de precipitação obtidos por um longo período. Esse tipo de simulação foi utilizado para o modelo em estudo, a fim de analisar o comportamento da bacia submetido a eventos reais de chuva. Para tanto, foi utilizada a série temporal do pluviógrafo localizado na Região Administrativa Vicente Pires, nas coordenadas 15°47'3.40"S e 48° 2'54.88"O.

Diferente da simulação de eventos, utilizada para a modelagem do primeiro e do terceiro cenário, a evaporação possui um papel importante da simulação contínua e deve ser considerada no balanço hídrico. Nesse modelo, a evaporação foi computada a partir

de dados de temperatura diários. Com os dados de temperatura máxima e mínima, o PCSWMM calcula a evaporação utilizando o método de Hargreaves, que fornece uma equação para a evapotranspiração potencial obtida de dados na Califórnia, Estados Unidos (ROSSMANN, 2015).

A simulação ocorreu para o período de 23 de outubro de 2018 a 19 de março de 2019, período da série temporal obtida do pluviógrafo.

4.6 MÉTODO RACIONAL

O Método Racional foi utilizado para fazer uma comparação com os resultados obtidos pela simulação no PCSWMM com o objetivo de determinar se seria aceitável utilizar apenas o Método Racional para dimensionamento de bacias de retenção.

O método se aplica bem a bacias com áreas de contribuição pequenas, calculando a vazão de pico segundo a Equação 5.

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \quad \text{Equação 5}$$

Onde,

Q = vazão de pico (m³/s);

C = coeficiente de escoamento superficial da bacia (adimensional);

i = intensidade da chuva (mm/h);

A = área de drenagem (km²).

A intensidade da chuva foi estimada por meio da curva IDF do PDDU (Equação 4) utilizando como duração da chuva o tempo de concentração (t_c) estimado pela equação de Kirpich (1940)(Equação 6).

$$t_c = 3,98 \frac{L^{0,77}}{I^{0,395}} \quad \text{Equação 6}$$

Onde,

t_c = tempo de concentração (min);

L = extensão longitudinal do escoamento da bacia (km);

I = declividade média da bacia (m/m)

Para o cálculo do coeficiente de escoamento foi feita uma média ponderada da área, utilizando os coeficientes para cada uso e ocupação do solo da bacia, conforme os valores apresentados no Termo de Referência da Novacap (2012), apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Valores de C por tipo de uso do solo

Uso do Solo	Coefficiente de Escoamento
Áreas calçadas ou impermeabilizadas	0,90
Áreas intensamente urbanizadas e sem áreas verdes	0,70
Áreas residenciais com áreas ajardinadas	0,40
Áreas integralmente gramadas	0,15

Fonte: NOVACAP (2012)

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 REDE DE DRENAGEM DAS BACIAS DE DETENÇÃO

A rede de drenagem das bacias de retenção foi modelada hidrológica e hidráulica com o apoio do programa PCSWMM. As características básicas da rede são resumidas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Características gerais da rede de drenagem

Características da Rede de Drenagem	
Área (ha)	131,38
Sub-bacias	2.284
Poços de Visita (PV)	308
Condutos e Galerias	314
Diâmetros (m)	0,40 a 2,20
Elevação Máxima (m)	1.245,00
Elevação Mínima (m)	1.155,91

A modelagem do comportamento da rede levou em consideração chuva de projeto calculada a partir da curva IDF apresentada no PDDU (Equação 4) do Distrito Federal, com um TR de 10 anos, duração de 24 horas e intervalos de 5 minutos. A vazão de saída da rede foi obtida no conduto nomeado “Entrada” da rede simulada, como mostra a Figura 5.1.

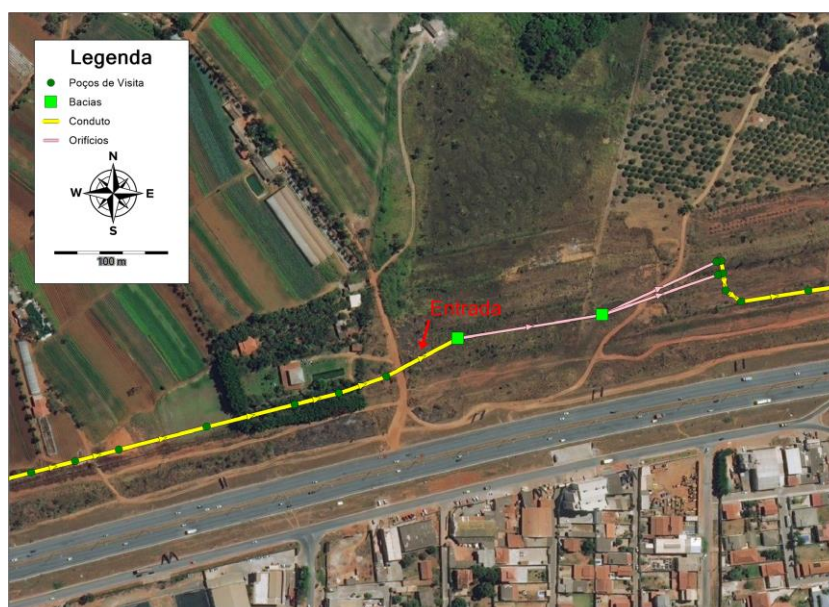


Figura 5.1 - Identificação do conduto "Entrada", utilizado para a análise da vazão de saída da rede.

A Figura 5.2 apresenta o resultado obtido para a vazão de saída da rede.

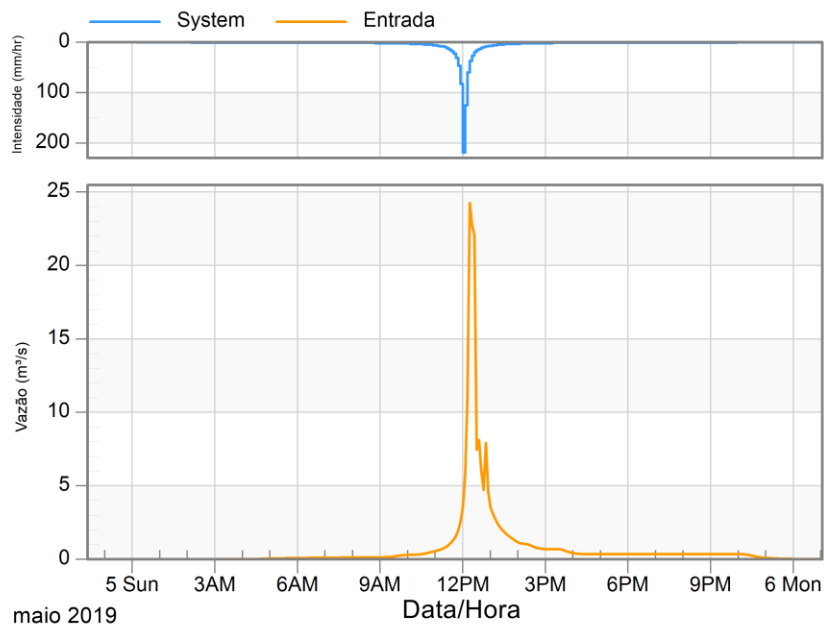


Figura 5.2 - - Hidrograma do final da rede de drenagem, modelada a partir de uma chuva calculada por meio da curva IDF do PDDU, tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas

A saída da rede de drenagem apresentou uma vazão de pico de 24,23 m³/s. De acordo com a resolução nº 09, de 08 de abril de 2011, que dispõe os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados, determina que a vazão de lançamento no corpo hídrico deve ser de até 24,4 L/(s.ha). Aplicada essa determinação da Adasa para a área de estudo, a vazão ideal de lançamento dessa rede seria de 3,23 m³/s, bem menor que a vazão de saída da rede.

Dessa forma, a implementação de bacias de retenção é necessária para o amortecimento da vazão de pico, a fim de atender a resolução de lançamento das águas pluviais da Adasa.

Outra análise realizada foi de pontos em que pode ocorrer extravasamento e possível formação de alagamentos. A oscilação apresentada no hidrograma apresentado na Figura 5.2 ocorre devido ao extravasamento de alguns PVs. De 308 poços de visitas previstos no projeto, 197 apresentaram a ocorrência de extravasamento, ou seja, cerca de 64% da rede apresentou extravasamento para uma chuva de projeto com TR de 10 anos e duração de 24 horas.

Pode-se observar que a rede está apresentando problemas de capacidade de suporte, por mais da metade da rede apresentar extravasamento. O correto

dimensionamento da rede é fundamental para evitar transtornos para a sociedade. A Figura 5.3 apresenta o mapa com os PV s que apresentaram extravasamento.

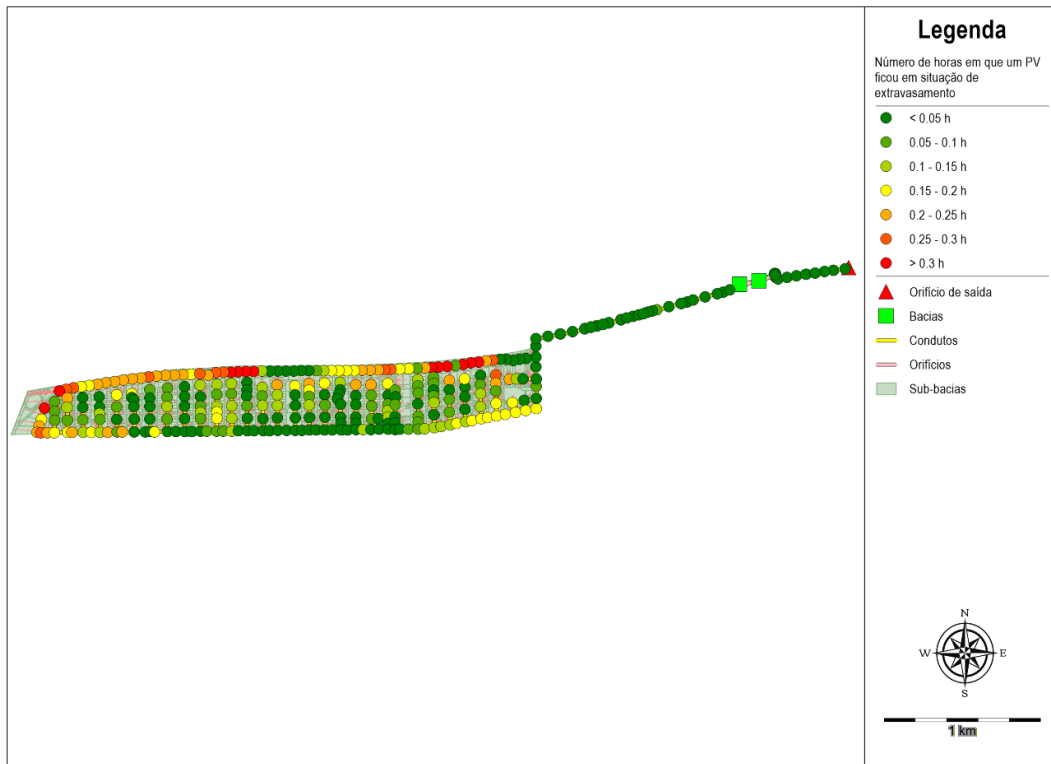


Figura 5.3 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 10 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.

Por ser uma área com urbanização intensa, grande parte da área de contribuição apresenta alta impermeabilização do solo, o que proporciona que a água seja direcionada para a rede de drenagem em grande volume. A rede não suporta o volume de água, devido ao subdimensionamento, e induz ao escoamento superficial, dependendo da declividade do terreno. Por isso, a rede apresentou extravasamento em PVs próximos a áreas mais impermeabilizadas. Os PVs que ficaram mais tempo extravasando se localizam próximos à DF-095. Isso gera alagamentos e, conseqüentemente, desconforto com a população.

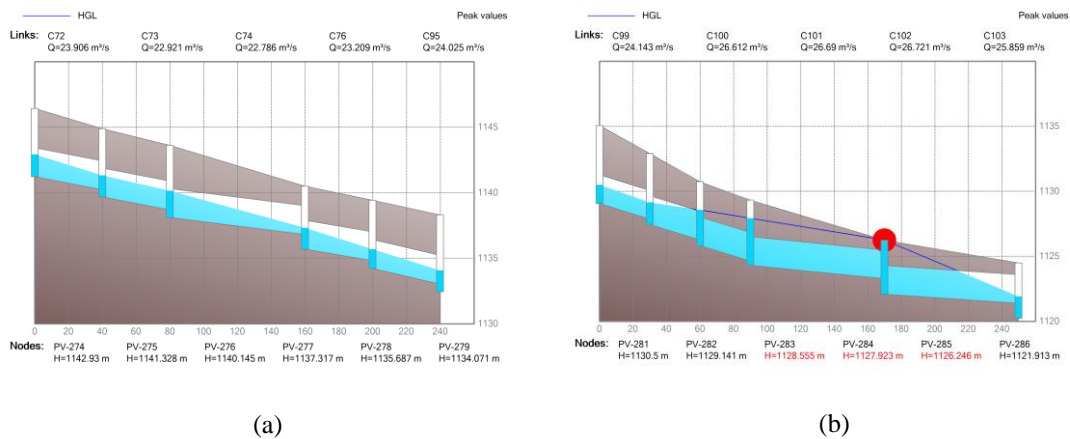


Figura 5.4 - Perfil de trechos da rede em estudo, com seus valores de pico. (a) Parte da rede que não apresenta extravasamento e (b) Parte da rede em que um PV apresenta extravasamento

Na Figura 5.4 (a) é possível verificar o correto funcionamento da rede para a vazão de pico. Não há nenhum extravasamento ou afogamento dos condutos. A rede comporta bem a vazão máxima. Já na Figura 5.4 (b), percebe-se que esse trecho da rede não está suportando a vazão de pico, pois apresenta extravasamento em um PV – representado pela indicação vermelha na imagem – e apresenta condutos funcionando afogados. Esta situação deve ser evitada, pois ela gera ocorrências de inundações na superfície do terreno. Considerar a real impermeabilização do solo, capacidade de infiltração do solo e área a ser drenada no dimensionamento da rede pode evitar situações desse tipo.

5.2 FUNCIONAMENTO DAS BACIAS DE RETENÇÃO E DETENÇÃO

O amortecimento das bacias de retenção foi modelado de acordo com as recomendações feitas na resolução nº 9/2011 da Adasa, que determina a chuva de projeto com tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas. Foi utilizada a curva IDF apresentada no PDDU (Equação 4) para a determinação da chuva de projeto. Além do TR de 10 anos, as bacias foram testadas para eventos com TR de 25, 50 e 100 anos.

Inicialmente, foi analisado o amortecimento das duas bacias em conjunto. A vazão máxima afluente das bacias, que corresponde à vazão de saída da rede, e a vazão efluente às bacias – aquela que é liberada pelos orifícios de saída da bacia de retenção – são apresentados na Figura 5.5 à Figura 5.8, que apresentam os resultados obtidos para as simulações com chuva com TR de 10, 25, 50 e 100 anos

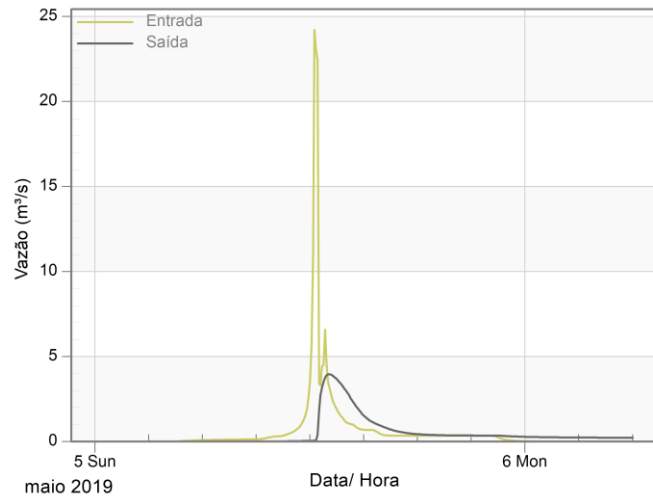


Figura 5.5 - Vazão afluyente e efluente às bacias, para um TR de 10 anos

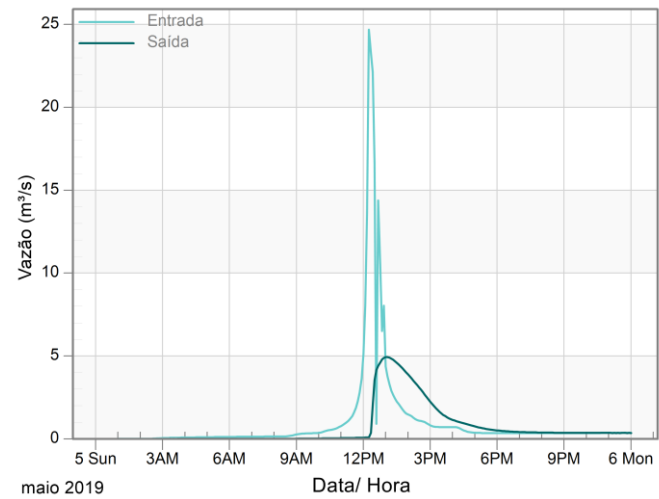


Figura 5.6 - Vazão afluyente e efluente às bacias, para um TR de 25 anos.

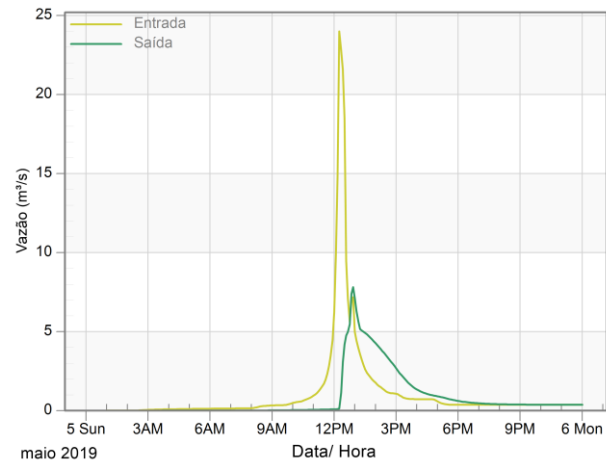


Figura 5.7 - Vazão afluyente e efluente às bacias, para um TR de 50 anos.

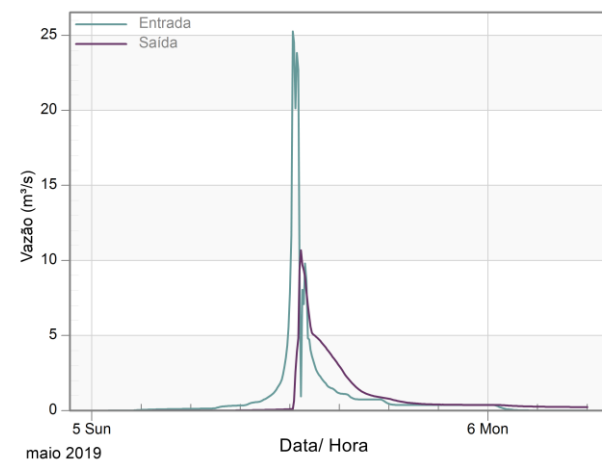


Figura 5.8 - Vazão afluyente e efluente às bacias, para um TR de 100 anos

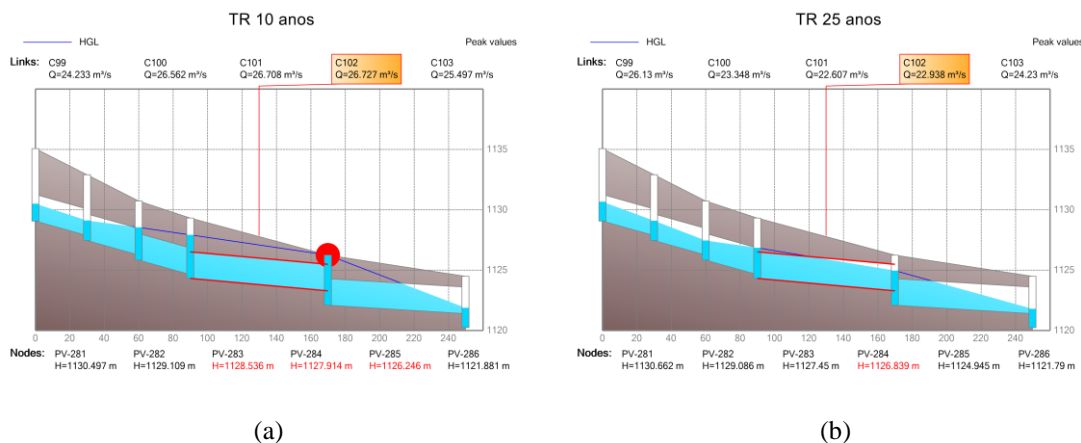
Pelas figuras apresentadas acima, pode-se perceber que as bacias conseguem amortecer a onda de cheia, devido à grande diferença entre a vazão de entrada e a de saída. O maior abatimento de vazão foi de 85,6%, obtido para a simulação da chuva com TR de 10 anos, portanto, o impacto gerado no córrego Cana do Reino é muito menor. A simulação com TR de 100 anos apresentou o menor amortecimento da vazão, sendo de 56,8%. Isso é esperado, já que a chuva apresenta um volume precipitado maior e a rede apresenta maior dificuldade para suportar a vazão da chuva. A Tabela 5.2 apresenta o resumo do amortecimento para os tempos de retorno simulados.

Tabela 5.2 - Resumo das vazões afluentes à bacia de qualidade e efluentes à bacia de quantidade da área em estudo

Tempo de Retorno (Anos)	Vazão Máxima Afluente (m ³ /s)	Vazão Máxima Efluente (m ³ /s)
10	24,28	3,49
25	24,73	5,02
50	24,03	8,17
100	25,27	10,90

Como citado anteriormente, para atender os requisitos da Adasa, a vazão máxima a ser lançada no corpo hídrico é de 3,23 m³/s. De acordo com a modelagem realizada no PCSWMM, esse valor é superado para uma chuva com TR de 10 anos e duração de 24 hrs, apresentando, aproximadamente, 8% de excesso.

Observando a Tabela 5.2, percebe-se que os valores da vazão máxima afluente não alteram muito entre si. A simulação para o TR de 50 anos, apesar de apresentar uma precipitação maior que os eventos com TR de 10 e 25 anos, apresentou a menor vazão máxima. Inicialmente, o resultado causou estranhamento e, por isso, verificou-se como se comportava um trecho da rede para as diferentes chuvas de projeto, apresentado na Figura 5.9.



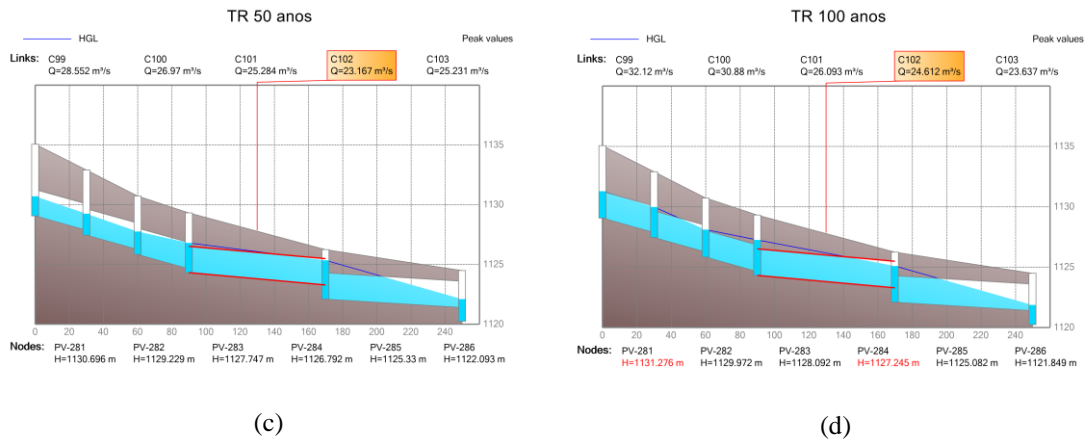


Figura 5.9 - Trecho do sistema de drenagem em estudo, em situação mais crítica. (a) Chuva de projeto com TR 10 anos, (b) Chuva de projeto com TR 25 anos, (c) Chuva de projeto com TR 50 anos e (d) Chuva de projeto com TR 100 anos.

Comparando os perfis, percebe-se que apenas para o evento com TR de 10 anos, o PV 285 extravasou e o conduto C102 está sobre carregado, funcionando como conduto forçado. Diante desses fatos, verificou-se o escoamento e o transbordamento para as diferentes chuvas de projeto, apresentados na Figura 5.10 e na Figura 5.11.

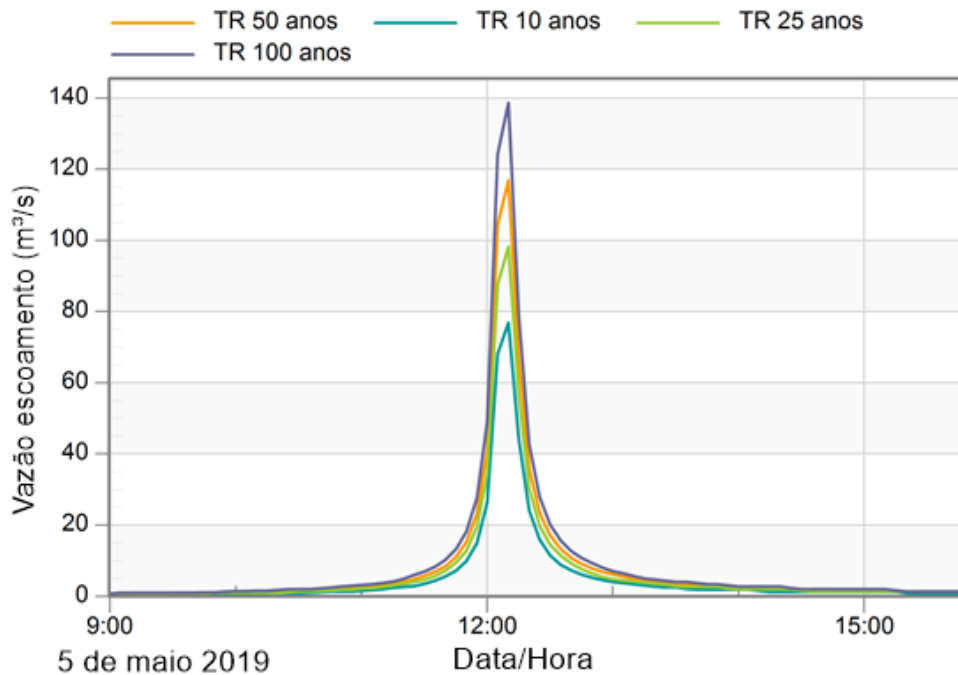


Figura 5.10 - Vazão de escoamento para os eventos com TR de 10, 25, 50 e 100 anos

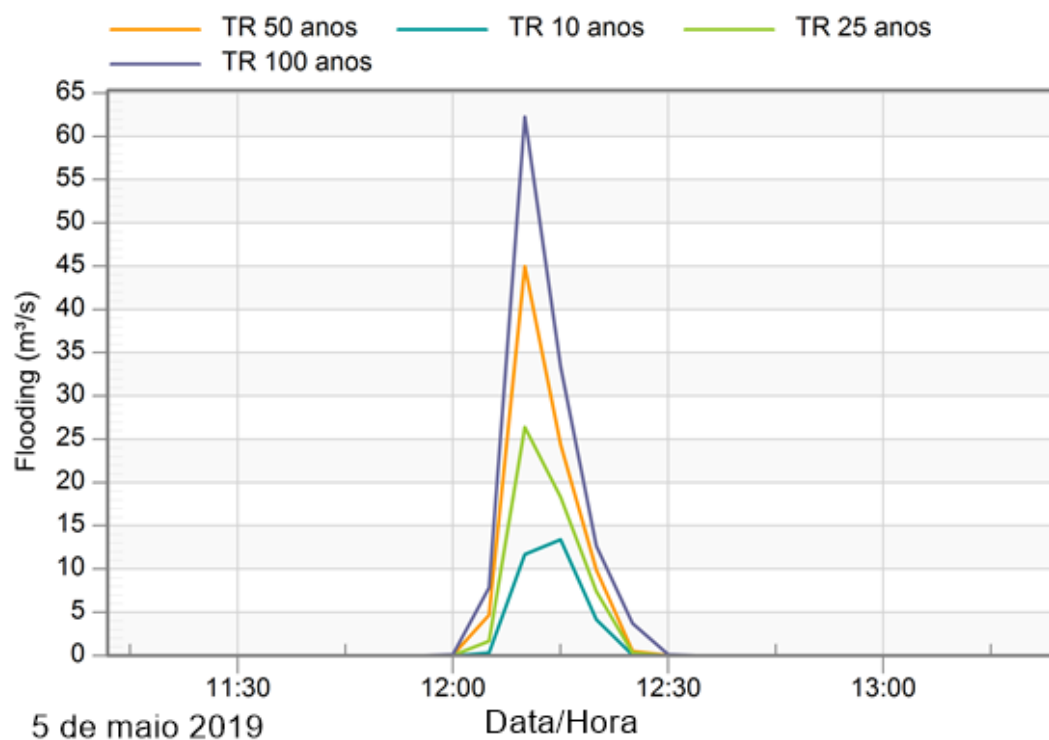


Figura 5.11 - Vazão que transborda na rede para os eventos com TR de 10, 25, 50 e 100 anos.

Os resultados apresentados nas figuras acima têm coerência com o que foi simulado, sendo a vazão maior para o evento com TR de 100 anos e a vazão menor para o evento com TR de 10 anos.

Foram comparados, também, os PVs que apresentam transbordamento, os mapas apresentados na Figura 5.12, Figura 5.13, Figura 5.14 e Figura 5.15 mostram a duração de extravasamento dos PVs para as chuvas de projeto determinadas.

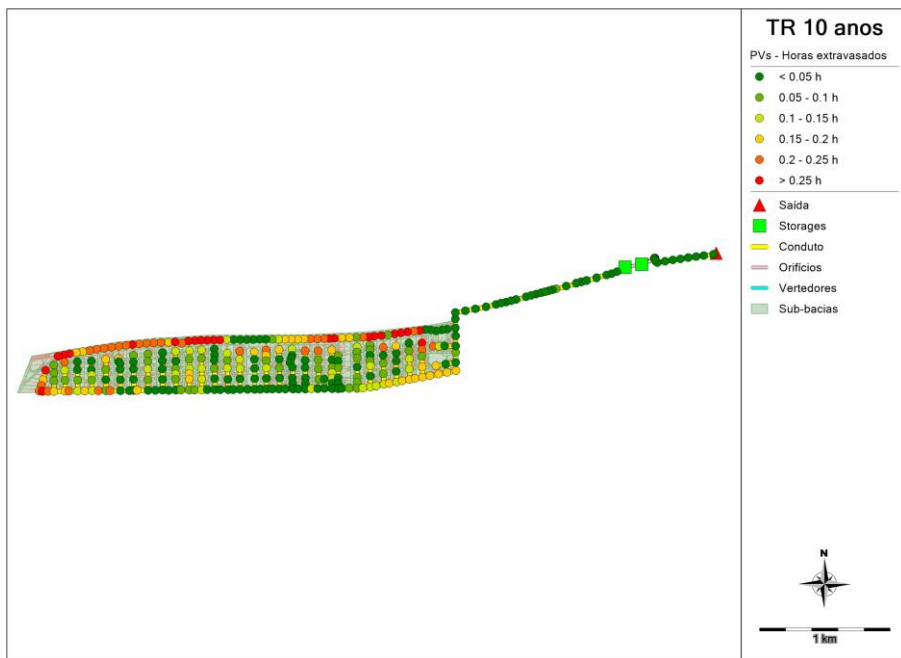


Figura 5.12 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 10 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.

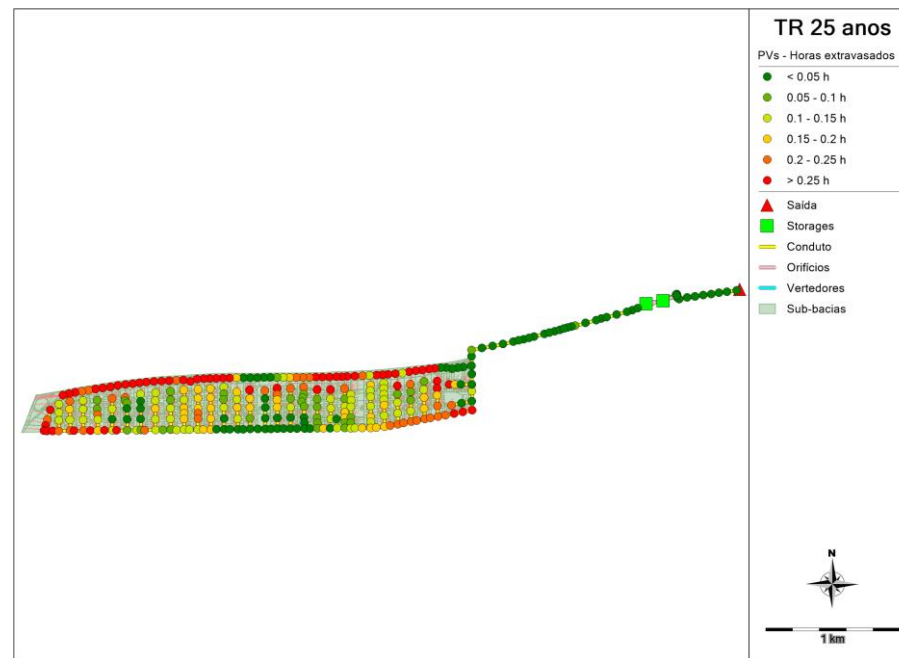


Figura 5.13 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 25 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.

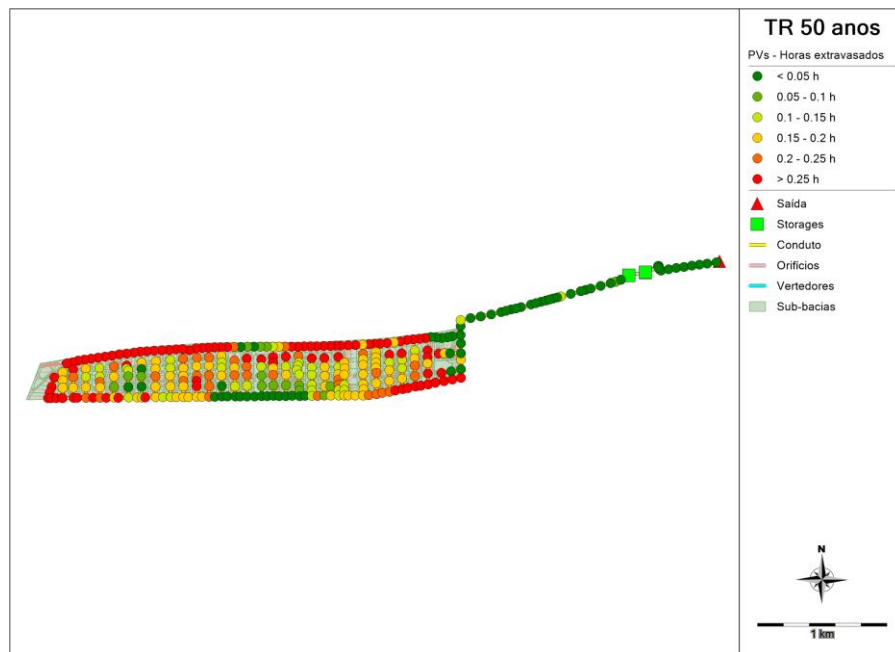


Figura 5.14 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 50 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.

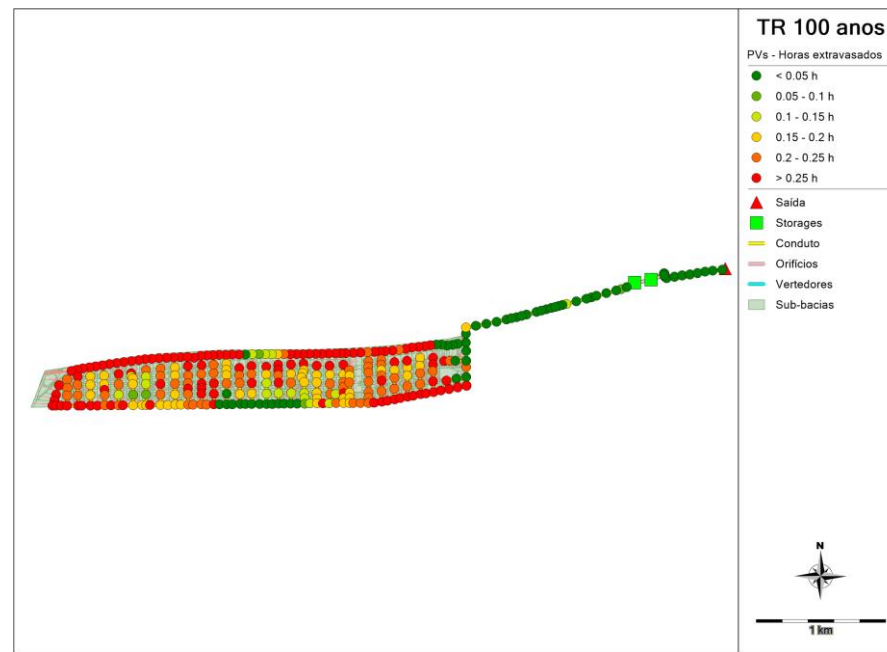


Figura 5.15 - Poços de visitas que apresentaram extravasamento para chuva de projeto com TR de 100 anos, classificados pelo intervalo de tempo que o fenômeno se manteve.

A partir dos mapas apresentados, é possível perceber que a quantidade de PVs que extravasam e a duração do extravasamento aumentam, conforme o TR aumenta, o que já era esperado da rede.

Diante do exposto, é possível que a diferença entre as vazões máximas de entrada na bacia de qualidade seja justificada pelo fato que a rede está sobrecarregada e não suporta o escoamento gerado pelas chuvas de projeto utilizadas na simulação. A água que está extravasando dos PVs não está retornando para a rede e isso causaria a diferença de vazão apresentada entre os eventos.

Ademais é interessante analisar a saída de água da bacia de retenção. A Figura 5.16 apresenta a vazão afluente e a vazão efluente da bacia de qualidade para o evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas.

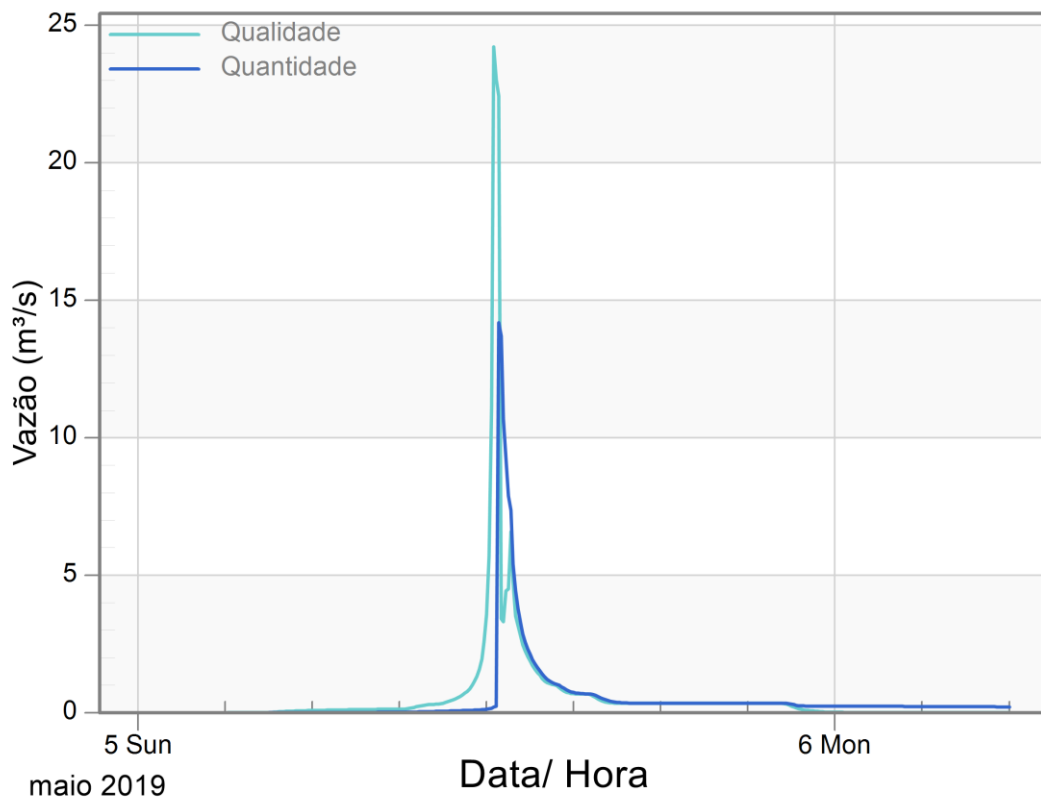


Figura 5.16 - Vazão de entrada e saída da bacia de qualidade para evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas.

A resolução nº 9/2011 da Adasa também estabelece limites para a vazão de saída do reservatório de qualidade, de acordo com o volume da bacia. A Equação 7 apresenta a fórmula recomendada pela Adasa para o cálculo da vazão máxima de saída da bacia de qualidade.

$$Q = \frac{V}{86,4} \quad \text{Equação 7}$$

Onde,

V é o volume da bacia, em m³;

Q é a vazão máxima de saída da bacia, em L/s.

A resolução também fornece uma equação para determinar o volume para ser usado no dimensionamento da bacia de qualidade, no entanto, como a bacia em questão já está dimensionada, para o cálculo da vazão máxima de saída foi utilizado o volume determinado para a bacia de qualidade de 32.645 m³. Para esse volume, a vazão máxima de saída deveria ser de 0,38 m³/s. Para a modelagem feita com a chuva com TR de 10 anos e 24 horas de duração, a vazão máxima de saída da bacia de qualidade foi de 14,24 m³/s, valor bem maior que o recomendado pela resolução, o que indica problemas na saída da bacia de qualidade.

Diante um evento de chuva, é necessário analisar a capacidade de armazenamento de água das bacias, ou seja, o volume de água que as bacias irão armazenar. Para essa simulação, será utilizada o evento de chuva com tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas. A Figura 5.17 apresenta a curva de armazenamento das bacias de qualidade e quantidade. O aumento do volume da bacia é mais acentuado que o decaimento, isso ocorre devido ao formato da bacia e pela saída dela, composta por orifícios e vertedores.

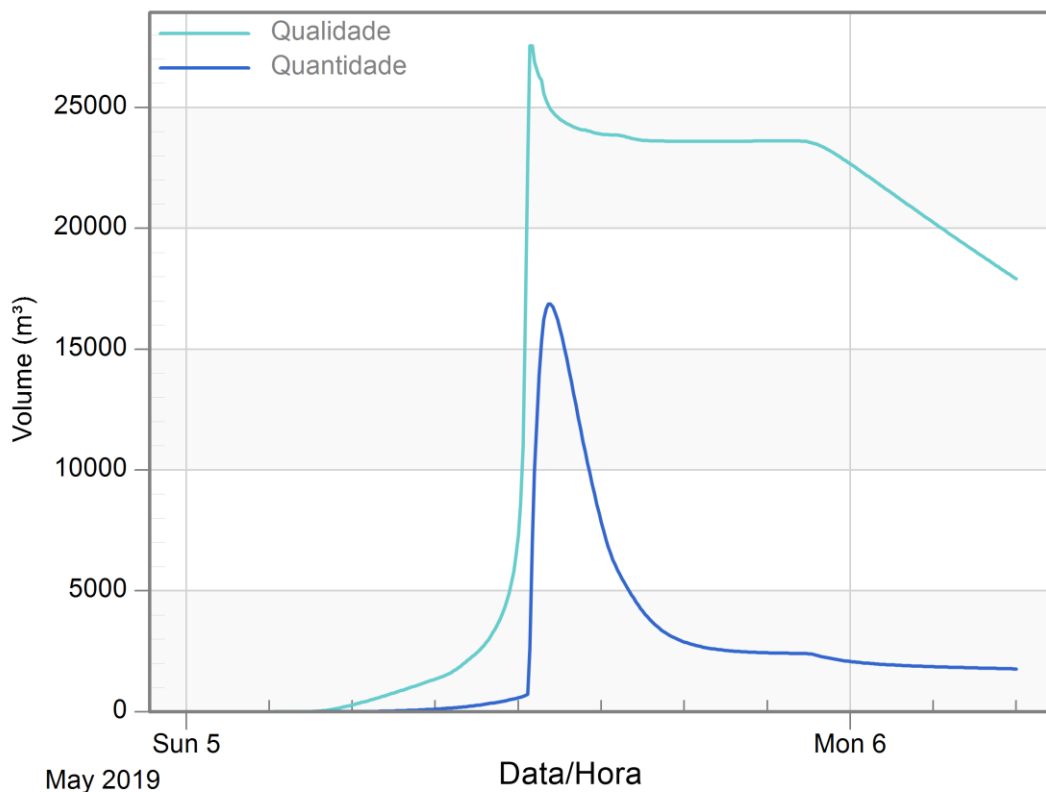


Figura 5.17 – Volume armazenado de água nas bacias de qualidade e quantidade para um evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas

Tanto a bacia de qualidade quanto a bacia de detenção não atingiram seus volumes máximos, de 32.645 e 31.081 m³, respectivamente, nesse evento de chuva. Os volumes máximos atingidos foram de 27.560 m³, na bacia de qualidade, sendo 84% do volume da bacia aproveitado, e 16.870 m³, para a bacia de quantidade, aproveitando 54% do volume total da bacia de detenção.

A altura máxima atingida pela lâmina d'água durante esse evento na bacia de qualidade é de 2,70 m, atingindo a altura do vertedor de emergência. A Figura 5.18 apresenta a vazão e a profundidade da lâmina d'água no orifício. Percebe-se que o orifício trabalha afogado por cerca de onze horas. Isso gera um escoamento forçado, aumentando a vazão de saída da bacia e gerando um esvaziamento mais rápido da bacia. A vazão máxima no orifício é de 0,26 m³/s.

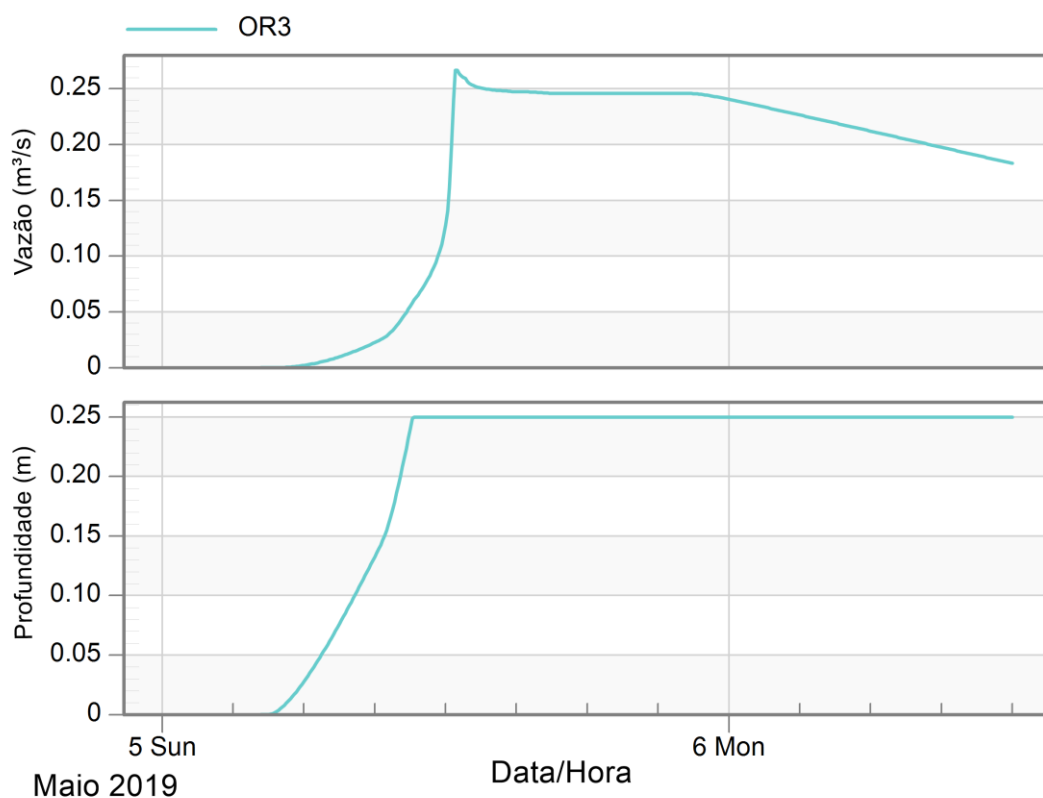


Figura 5.18 - Vazão e profundidade da lâmina d'água no orifício de saída da bacia de qualidade

Como dito anteriormente, para a simulação com chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas, a bacia de qualidade já está utilizando o vertedor de emergência. Para esse evento de chuva, a bacia verte uma vazão de 13,92 m³/s e a lâmina d'água no vertedor é de 0,40 m. A fim de observar o momento em que a bacia passa a verter, foi feita a modelagem da rede para chuvas com os tempos de retorno de 1, 2, 3, 4 e 5 anos. A Figura 5.19 apresenta os resultados obtidos para as diferentes situações.

Vertedor V1

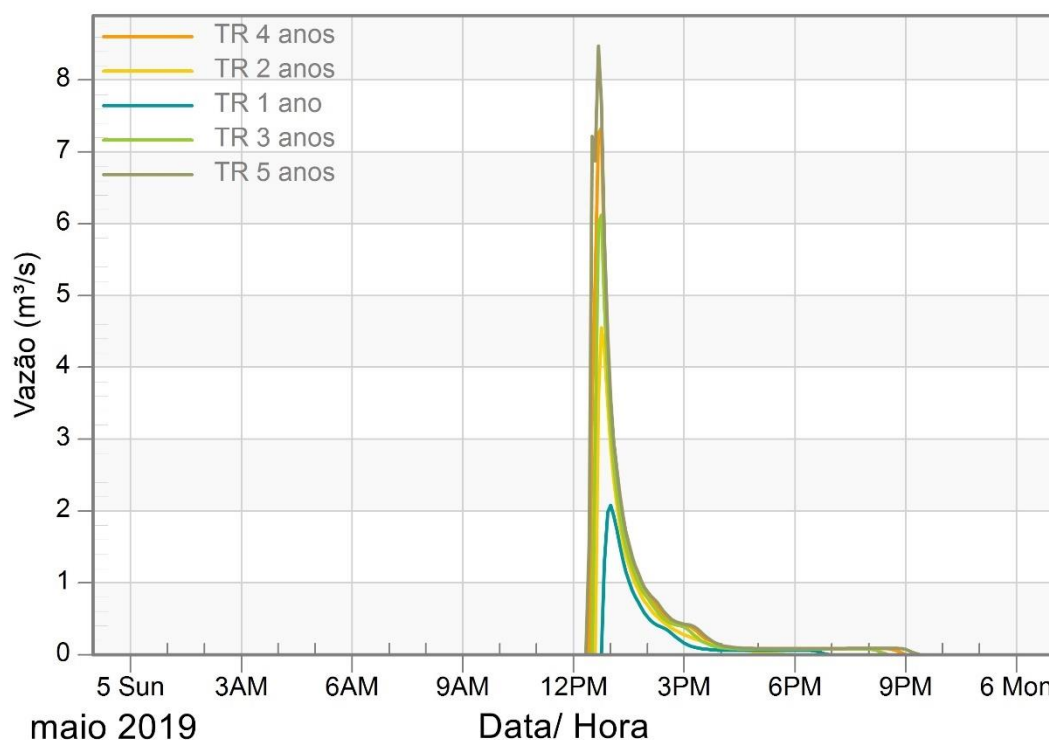


Figura 5.19 - Vazão do vertedor para os tempos de retorno de 1, 2, 3, 4 e 5 anos

Conforme apresentado pela figura acima, mesmo para uma chuva com tempo de retorno baixo, como a de 1 ano, e com uma duração de 24 horas, a bacia continua vertendo uma certa quantidade de água. Esse fato pode comprometer a função principal da bacia, que é o controle da qualidade da água. Seria necessário fazer uma modelagem que avalie o tempo de retenção da água na bacia e a efetividade da bacia no controle da qualidade da água. A Tabela 5.3 apresenta o resumo da modelagem para o vertedor.

Tabela 5.3 - Resumo dos resultados para a modelagem do vertedor

Tempo de Retorno (anos)	Vazão no Vertedor (m³/s)	Lâmina d'água acima do Vertedor (m)
1	2,08	0,11
2	4,55	0,19
3	6,13	0,23
4	7,33	0,26
5	8,48	0,29

Em relação ao extravasamento da bacia de quantidade, a máxima altura da lâmina d'água para o evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas foi de 1,74 m, portanto não atingindo a profundidade necessária para o extravasamento da bacia.

Mantendo a duração de 24 horas, a bacia foi analisada para os TRs de 25, 50 e 100 anos, a fim de determinar em que evento de chuva o extravasamento da bacia ocorre, o qual apenas é atingido para um evento com TR de 50 anos que apresenta altura da lâmina d'água igual a 2,48 m, conforme mostra a Figura 5.20. Esse resultado é esperado, pois a bacia foi dimensionada para um tempo de retorno de 25 anos.

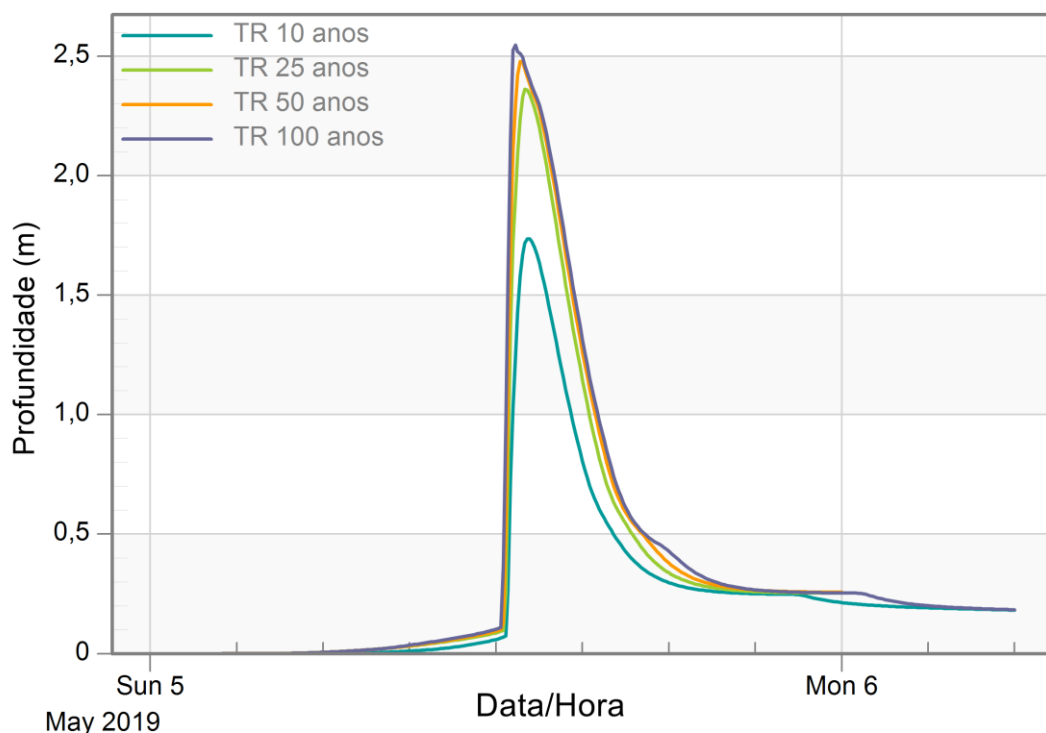


Figura 5.20 – Volume na bacia de quantidade durante os eventos de chuva com TRs de 10, 25, 50 e 100 anos.

Eventos com tempo de retorno de 50 anos são mais incomuns de acontecer, no entanto, a simulação considera a bacia completamente vazia antes da modelagem, o que na realidade pode não ocorrer, visto que podem ocorrer vários eventos de chuva durante um determinado período. Dessa forma, pode ser que a bacia extravase para um evento com tempo de retorno menor, caso ela se encontre com um certo volume de água.

5.3 COMPORTAMENTO DA REDE EM SIMULAÇÃO CONTÍNUA

A simulação contínua na rede foi feita para o período de 23/10/2018 a 19/03/2018, pois foram os dados obtidos pelo pluviógrafo localizado no reservatório da Caesb, na região de Vicente Pires. As séries temporais de chuva foram rodadas para a rede modelada nesse projeto. A Figura 5.21 apresenta os resultados de vazão na entrada da bacia de qualidade e na saída da rede.

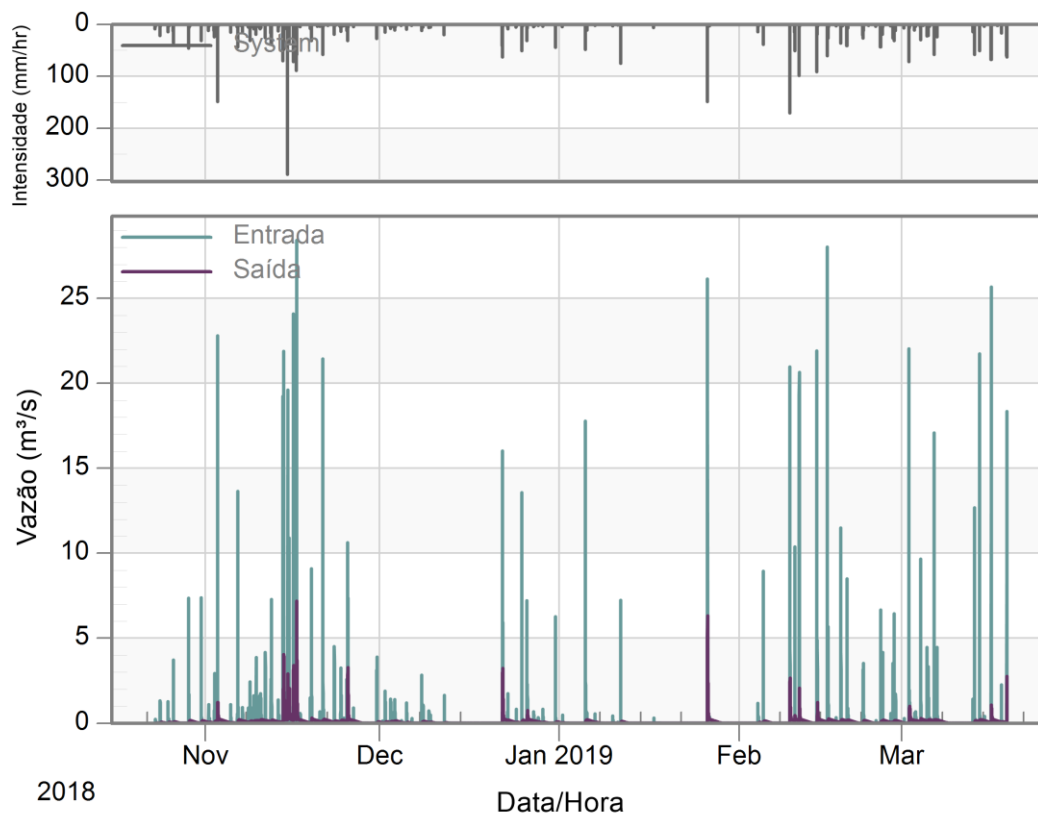


Figura 5.21 - Vazão apresentada na entrada da bacia de qualidade e na saída da rede para uma série de chuva do dia 23/10/2018 a 19/03/2019.

A rede apresentou alguns eventos interessantes para a análise, que são os eventos de chuva que ocorreram nos dias 16/11/2018, 26/01/2019 e 16/02/2019. Inicialmente, será discutido o evento do dia 16 de novembro, por ele ter apresentado a maior vazão da série.

A vazão máxima apresentada para a entrada da bacia de qualidade é de 28,42 m³/s, apresentando uma vazão maior que a do evento de chuva de tempo de retorno de 100 anos com duração de 24 horas, apesar de a precipitação máxima nesse evento ser de 88,8 mm/hr. A Tabela 5.4 apresenta uma comparação das duas chuvas.

Tabela 5.4 - Comparação entre os eventos de chuva.

Evento com TR de 100 anos		Evento do dia 16/11/2018	
Vazão de entrada	25,27 m ³ /s	Vazão de entrada	28,42 m ³ /s
Intensidade máxima da precipitação	351,6 mm/hr	Intensidade máxima da precipitação	88,8 mm/hr
Duração	24h	Duração	5min
Tempo de retorno	100 anos	Tempo de retorno	Aprox. 2 meses

Apesar de ter apresentado maior vazão, o tempo de retorno do evento do dia 16/11 é muito menor que o TR de 100 anos. Isso ocorre devido às diferenças de simulação entre a simulação de um evento separado e a simulação contínua. Ao simular um evento

separado, o PCSWMM considera que o solo está completamente seco, favorecendo a infiltração para essa modelagem. No caso da simulação contínua, por ela apresentar eventos anteriores ao evento estudado, a saturação do solo será diferente, o que irá interferir na vazão simulada.

Para o evento do dia 15/11, foi simulada o evento com TR de 38 anos, a partir da curva IDF apresentada no PDDU, com duração de 65 minutos, que corresponde ao tempo de concentração estimado para a bacia, pelo método de Kirpich. Para esse evento, a vazão máxima de entrada na bacia de retenção foi igual a 23,17 m³/s e a vazão máxima de saída do sistema foi de 2,79 m³/s, apresentando um amortecimento de 90% da vazão de pico. Para esse evento, a bacia de qualidade verde durante 1 hora e 30 minutos e cerca de 75% dos PVs apresentaram extravasamento. A Figura 5.22 apresenta o gráfico da vazão de entrada na bacia de retenção e a vazão de saída da rede.

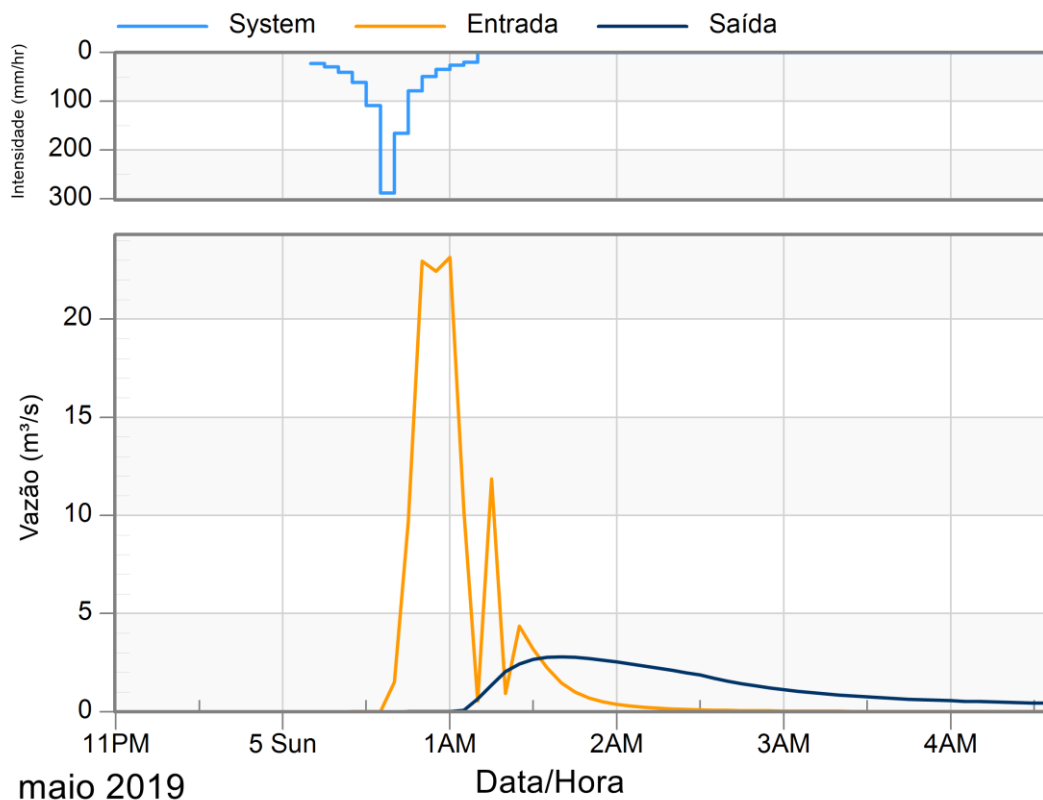


Figura 5.22 - Vazão de entrada na bacia de retenção e vazão de saída da rede para um evento com TR de 38 anos e duração de 65 minutos.

Ocorreram eventos de chuva durante os 10 dias que antecedem o dia 16/11, incluindo o evento do dia 15/11, que apresentou intensidade de 288,2 mm/hr para duração de 5 minutos, sendo a maior intensidade da série e o evento com maior tempo de retorno

(38 anos). Dessa forma, o solo estaria saturado no dia do evento, o que justificaria a entrada da bacia apresentar vazão elevada.

A partir da Figura 5.23, é possível perceber que no dia 16/11/2018, a vazão de entrada apresenta dois picos, o máximo da série de 28,42 m³/s e um menor de 24,08 m³/s, outra indicação de que o solo estaria saturado no momento do pico da série. Esse evento também apresentou a maior vazão de saída da rede, de 7,17 m³/s.

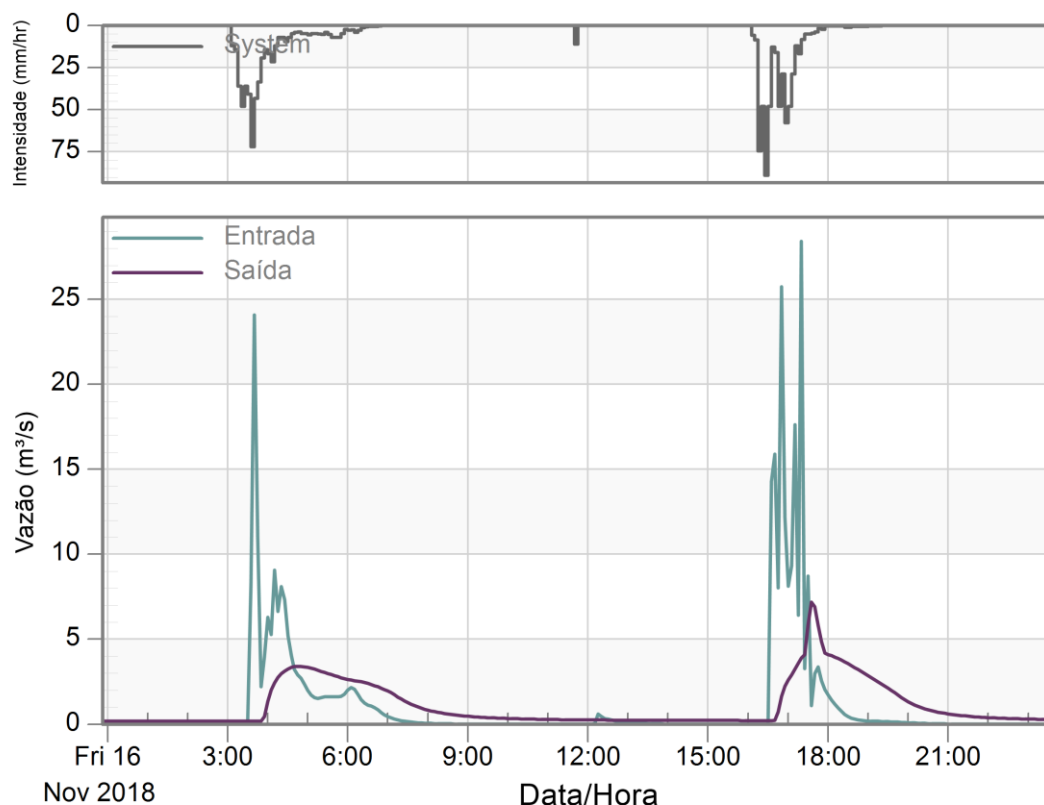


Figura 5.23 - Vazão de entrada da bacia de qualidade e de saída da rede no dia 16/11/2019.

A elevada vazão de saída da rede é justificável, já que vários dias anteriores ao dia 16/11/2018 apresentaram eventos de chuva, de modo que as bacias de qualidade e quantidade não estavam completamente vazias. A partir da Figura 5.24, é possível notar que a máxima profundidade na bacia, de 2,75 m, é obtida no dia anterior ao dia 16/11/2018, mesmo dia em que ocorre a máxima precipitação da série de 288,2 mm/hr. A altura da lâmina d'água no dia do evento analisado foi de 2,63 m. A partir da profundidade de 2,30 m, o vertedor de emergência é utilizado. Para o evento do dia 16/11/2019, a vazão máxima atingida pelo vertedor da bacia de qualidade é de 11,39 m³/s. Percebe-se que a rede está subdimensionada, pois ela não está respeitando a vazão de lançamento de água nos corpos hídricos máxima de 3,23 m³/s e não respeita a vazão de

saída máxima de 0,38 m³/s de acordo com as recomendações feitas pela resolução n° 9/2011 da Adasa.

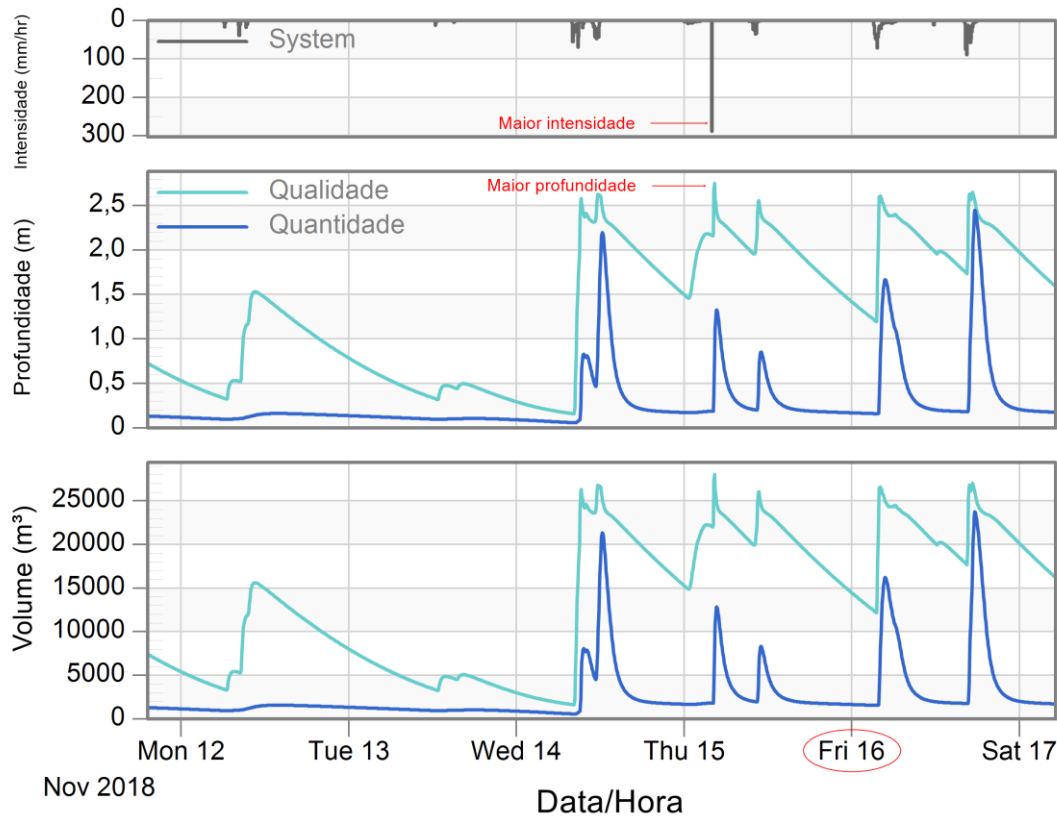


Figura 5.24 - Profundidade e vazão na bacia de qualidade para a simulação contínua.

Além do evento do dia 16/11/2018, a bacia de qualidade verte em 20 eventos ao longo da série temporal de chuva, o que não é recomendado, já que a bacia é dimensionada para uma determinada vazão e, de acordo com ela, acumular a água por um certo tempo. Se a bacia está vertendo, ela está recebendo uma vazão maior que a projetada e, conseqüentemente, a água não fica o tempo suficiente para que as águas afluentes tenham um tratamento de qualidade efetivo. Ao verter, o orifício de saída da bacia trabalha afogado, ou seja, age como um escoamento forçado, aumentando a velocidade de saída da água e contribuindo para que a água siga para a bacia de detenção com menor qualidade.

A bacia de quantidade verte em apenas dois eventos: no evento do dia 16/11/2018 e no do dia 26/01/2019. Era esperado que a bacia de detenção utilizasse o vertedor no dia 16/11/2018, devido às grandes ocorrências de eventos de chuva nos dias anteriores e ao fato de as bacias não estarem completamente vazias durante a ocorrência do evento. A vazão máxima que passa em cada vertedor da bacia de quantidade é de 1,44 m³/s, mostrada na Figura 5.25, e possui duração de 35 minutos.

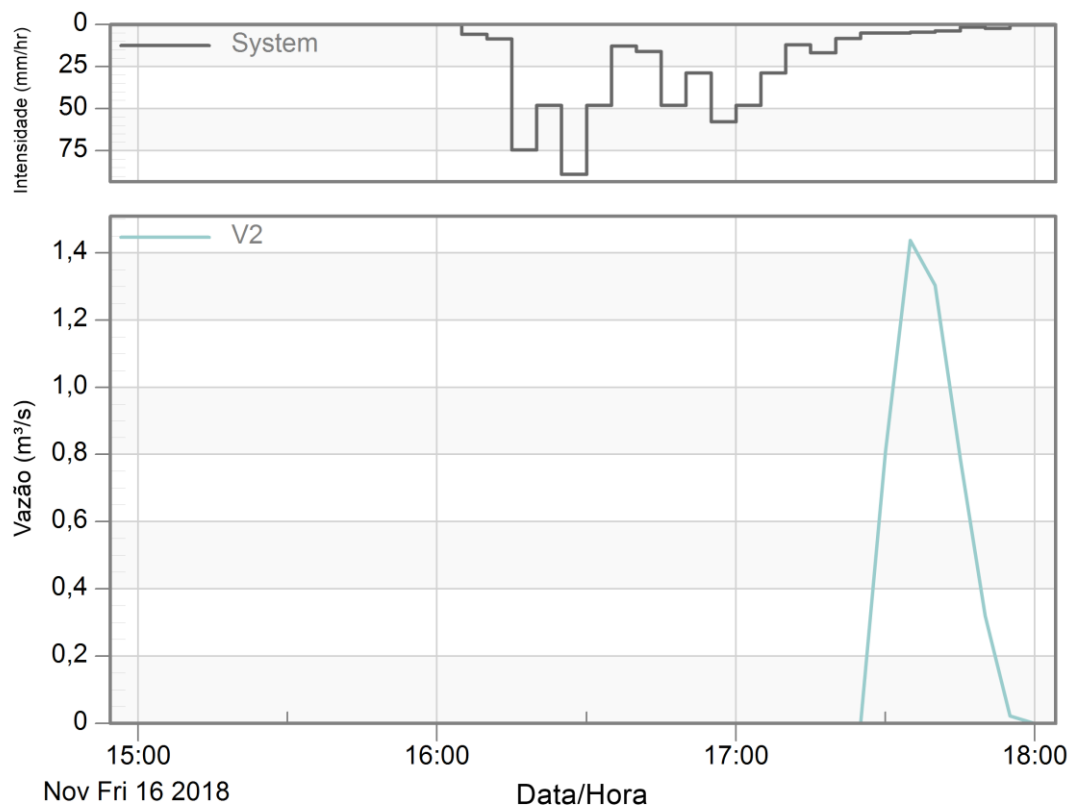


Figura 5.25 - Vazão no vertedor V2 da bacia de quantidade no dia 16/11/2018³.

O evento do dia 26/01/2019 apresentou uma das maiores vazões de entrada da série, de 26,14 m³/s, e a vazão de saída da rede também foi elevada, sendo igual a 6,31 m³/s, conforme mostra a Figura 5.26.

³ As vazões nos vertedores V2 e V3, ambos da bacia de quantidade, são idênticas, já que possuem as mesmas dimensões.

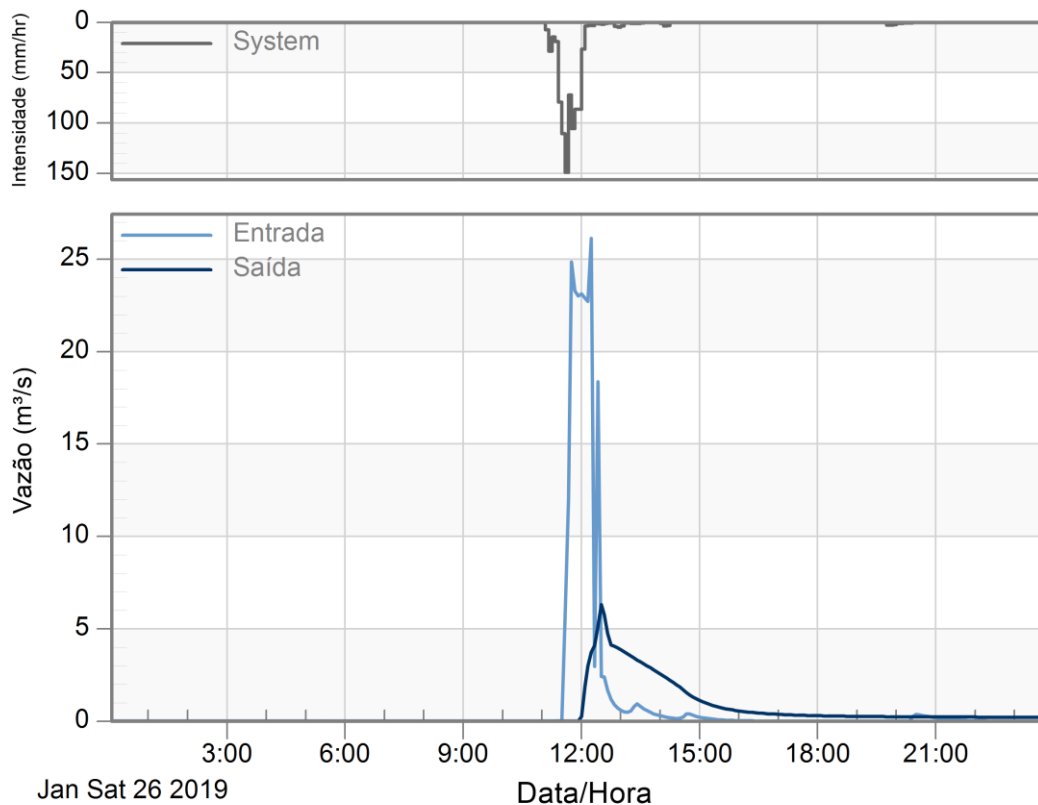


Figura 5.26 - Vazão de entrada na bacia de qualidade e vazão de saída da rede para o evento do dia 26/01/2019.

Antes do evento a bacia se encontra completamente vazia. A vazão elevada pode ser justificada pelo fato de ter ocorrido eventos de chuva em dias anteriores ao do evento em análise e, assim, o solo estaria parcialmente saturado, além do evento apresentar uma intensidade de chuva elevada em um curto período.

No dia 26/01/2019, tanto a bacia de qualidade quanto a de quantidade vertem. A bacia de qualidade apresentou altura da lâmina d'água máxima de 2,85 m e a bacia de quantidade apresentou profundidade igual a 2,42 m. A Figura 5.27 apresenta o volume nas bacias e a profundidade durante o evento de chuva no dia 26/01/2019.

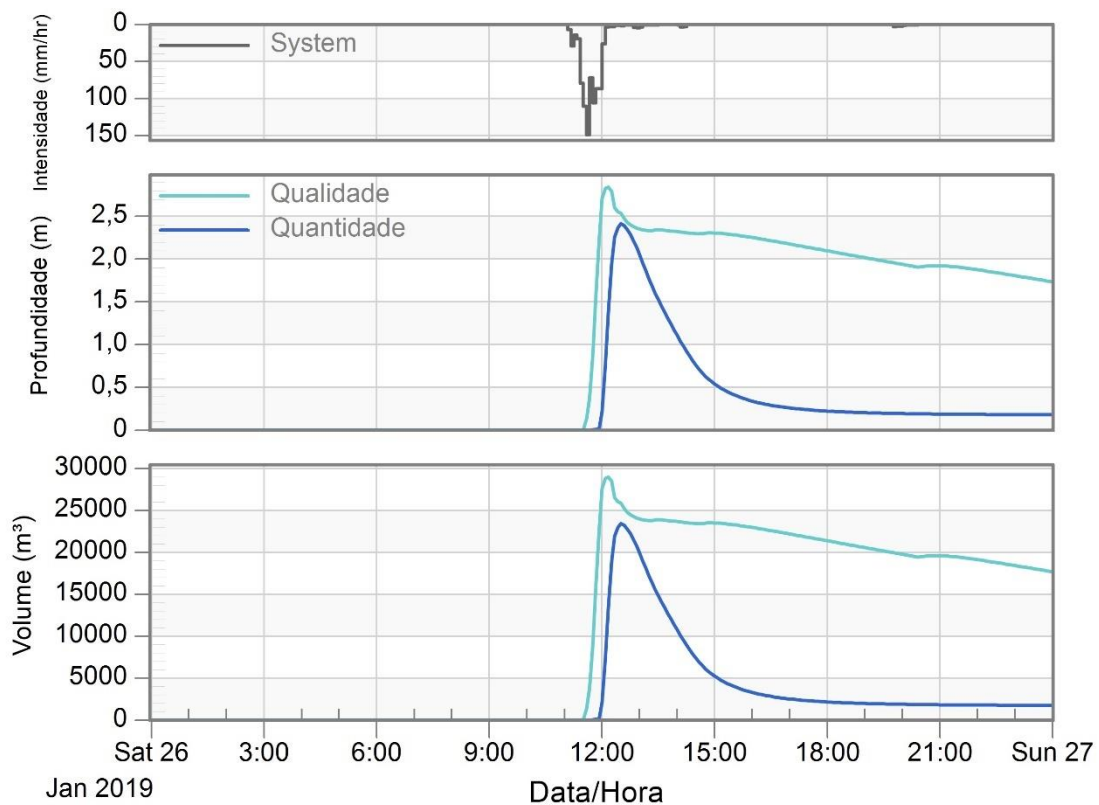


Figura 5.27 - Volume e profundidade ao longo do evento do dia 21/6/2019 para as bacias de qualidade e quantidade.

A vazão no vertedor da bacia de qualidade é de $22,22 \text{ m}^3/\text{s}$, configurada como a maior vazão da série temporal de chuva. A água verte durante 3 horas e 26 minutos. Os vertedores da bacia de detenção têm vazão de $1,02 \text{ m}^3/\text{s}$ e o extravasamento dura em torno de 30 minutos. A vazão nos vertedores durante o evento de chuva está representada na Figura 5.28.

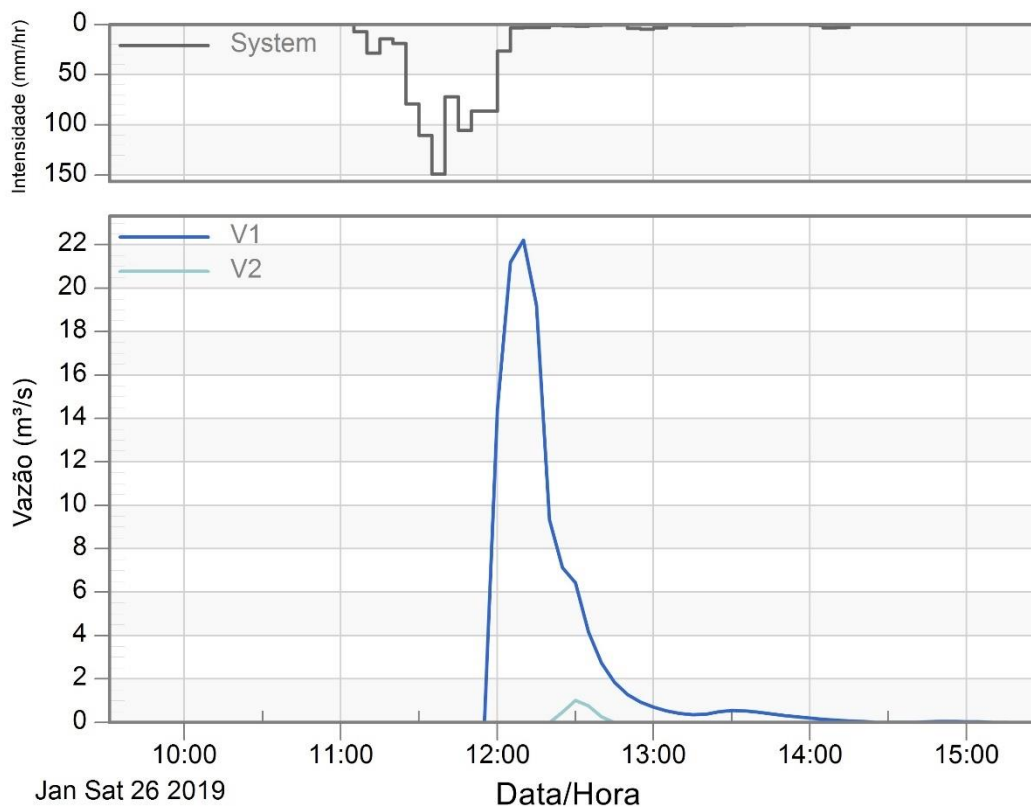


Figura 5.28 - Vazão nos vertedores da bacia de qualidade (V1) e na bacia de quantidade (V2⁴).

O evento do dia 16/02/2019 apresentou a segunda maior vazão da série temporal utilizada na simulação contínua, igual a 28,03 m³/s. Da mesma forma que os outros dois eventos apresentados, a saturação do solo foi o motivo para a rede ter apresentado um valor tão elevado de vazão, visto que nos dias anteriores ocorreram eventos de chuva. A intensidade máxima de precipitação nesse dia foi de 60 mm/hr e o evento correspondeu a um tempo de retorno menor que um ano e duração de 5 minutos. As bacias apresentaram uma ótima eficiência para o amortecimento da vazão de pico desse evento de 99%. A máxima vazão de saída para esse evento foi de 0,26 m³/s, 92% menor que a vazão recomendada pela resolução nº 9/2011 da Adasa. A Figura 5.29 mostra o comportamento das vazões de entrada na bacia de qualidade e de saída da rede ao longo do evento do dia 16/02/2019.

⁴ A vazão do vertedor V3 da bacia de quantidade é idêntica à do vertedor V2, pois eles possuem as mesmas dimensões.

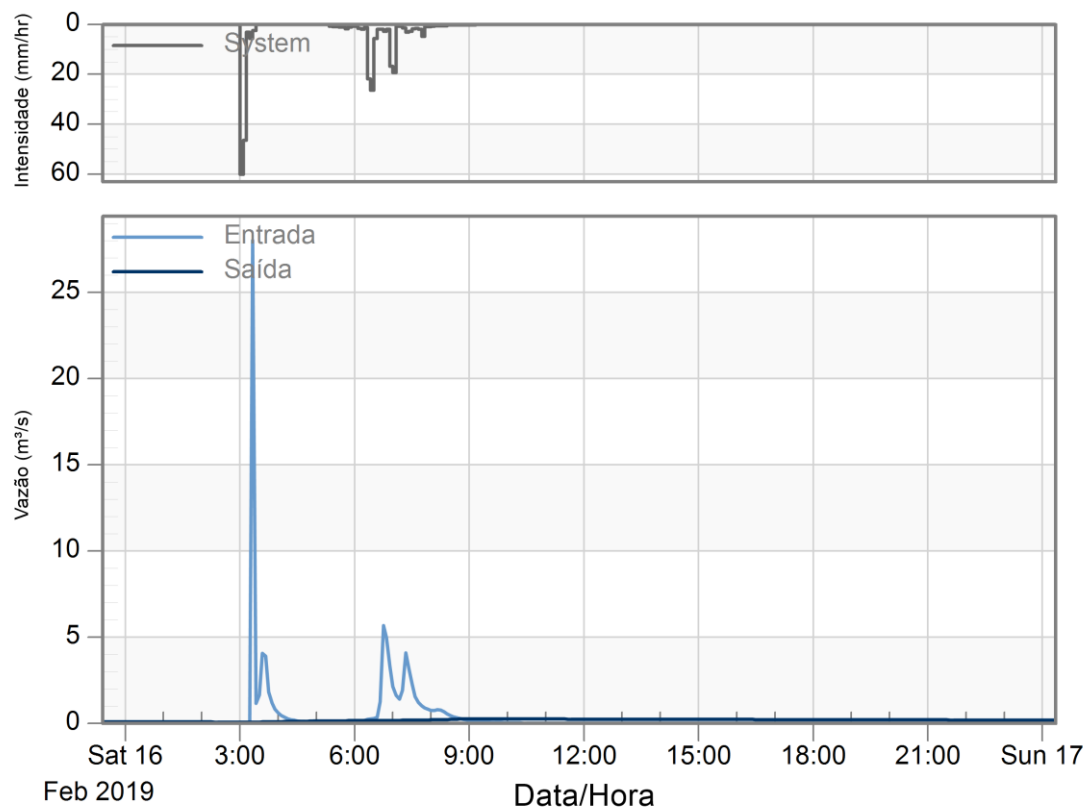


Figura 5.29 - Vazão de entrada na bacia de qualidade e de saída da rede durante o evento do dia 16/02/2019

Apenas a bacia de qualidade verteu para o evento do dia 16/02. A vazão máxima no vertedor foi de 0,16 m³/s e a vazão máxima de saída da bacia de qualidade foi igual a 0,28 m³/s, também de acordo com as recomendações feitas pela Adasa. O vertedor extravasou por cerca de 1 hora.

É importante ressaltar que as simulações tanto para as chuvas de projeto obtidas a partir da curva IDF quanto para a simulação contínua não houve calibração do modelo. Para se obter o resultado mais condizente com a realidade possível, seria necessária fazer essa calibração.

Em relação a rede, pode-se perceber a partir dos resultados apresentados nos últimos dois tópicos que o sistema tem grande capacidade para o amortecimento da vazão de pico, no entanto ele ainda não está atendendo a vazão máxima de lançamento de água no corpo hídrico recomendada pela Adasa, estando subdimensionada para as chuvas de projeto.

Complementar a rede que será implantada com medidas de baixo impacto (LIDs) são uma alternativa para amenizar o extravasamento e diminuir o volume de água escoado superficialmente. Segundo Araújo (2018), a integração de diferentes métodos de LIDs na

rede de drenagem do Lago Norte reduziu consideravelmente a vazão de pico, amortecendo em até 67,3%.

Por se tratar de um modelo hidráulico e hidrológico, o PCSWMM seria um programa mais recomendado para realizar o dimensionamento de redes de drenagem, pois não avalia apenas a propagação hidrológica da chuva nos reservatórios, mas também avalia o comportamento hidráulico das estruturas que compõem a rede, proporcionando uma análise mais completa e verossímil da eficiência da rede no amortecimento da vazão.

5.4 COMPORTAMENTO DA ÁREA DE ESTUDO SEM O SISTEMA DE DRENAGEM

A fim de analisar o impacto que a rede irá causar após a sua implementação, foi realizada a simulação da área de contribuição da bacia sem a rede implantada. Foram comparados os eventos de chuvas obtidos da equação IDF do PDDU com TR de 10, 25, 50 e 100 anos e duração de 24 horas. A Figura 5.30 apresenta os resultados obtidos da vazão de saída para a situação atual, sem rede.

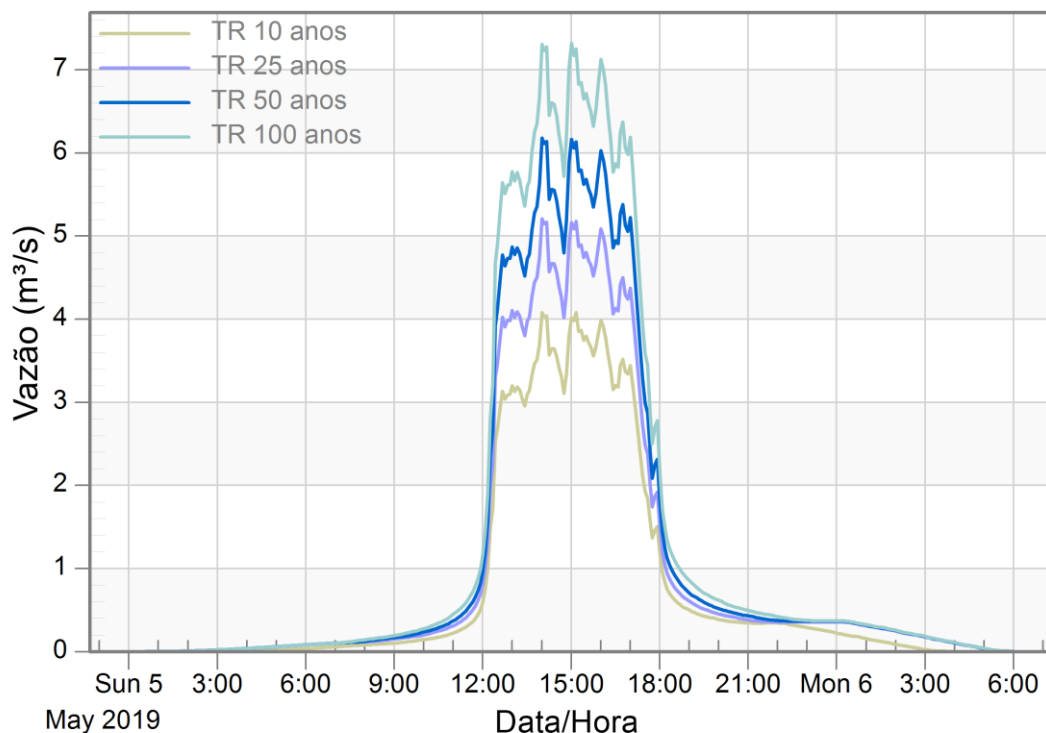


Figura 5.30 - Vazão de saída das sub-bacias para o cenário sem rede

A Tabela 5.5 compara os valores de vazões máximas do cenário sem rede para os eventos de chuva com TRs de 10, 25, 50 e 100 anos com os valores para o cenário com rede.

Tabela 5.5 - Comparação dos resultados da vazão de saída

Tempo de Retorno (anos)	Cenário sem rede Vazão de saída (m ³ /s)	Cenário com rede Vazão de saída (m ³ /s)
10	4,083	3,49
25	5,21	5,02
50	6,18	8,17
100	7,32	10,90

Para os eventos com TR de 10 e 25 anos a rede consegue amortecer a vazão de lançamento. Para o TR de 10 anos, 17% da vazão de lançamento é amortecida. No caso do TR de 25 anos, apenas 4% da vazão do cenário sem rede foi amortecido. Para os eventos com TR de 50 e 100 anos, a rede não consegue amortecer a vazão e apresenta vazões 32% e 49% maiores que as do cenário sem rede, mostrando que a rede está subdimensionada para eventos dessa magnitude.

A partir da simulação 2D foi possível perceber os locais que apresentam maior volume de água para um evento com tempo de recorrência de 10 anos e duração de 24 horas. Em geral, as ruas entre as chácaras apresentaram volumes elevados e a rua 12, que delimita a área de estudo, também apresentou altos volumes, conforme mostra a Figura 5.31. O azul mais claro indica volumes menores e, conforme vai escurecendo o tom do azul, os volumes ficam maiores.

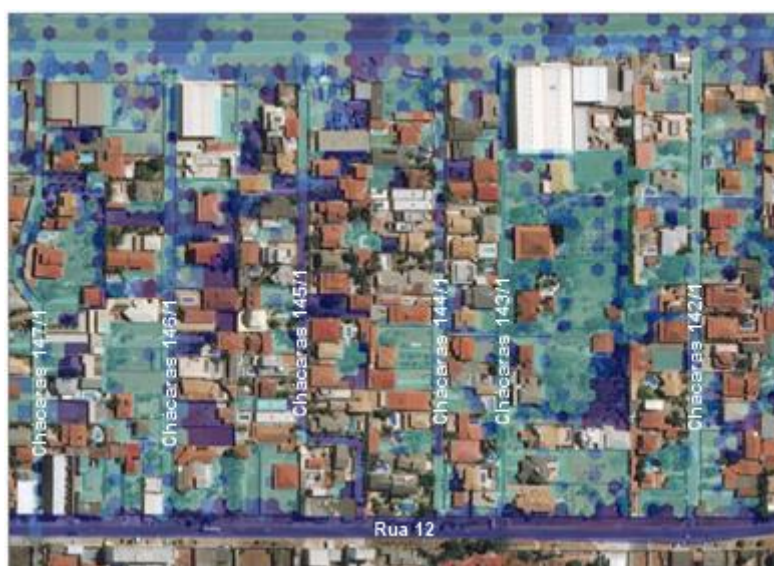


Figura 5.31 - Representação dos volumes máximos durante um evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas nas chácaras de número 147/1 até as de número 142/1 (da esquerda para a direita).

A via Estrutural (DF-095) também apresentou pontos em que os volumes são maiores. Isso condiz com os resultados de extravasamento dos PVs, observados na Figura 5.3, visto que os PVs que apresentaram mais tempo em extravasamento estão localizados nessa via. A Figura 5.32 apresenta uma representação de alguns pontos críticos na DF-095.

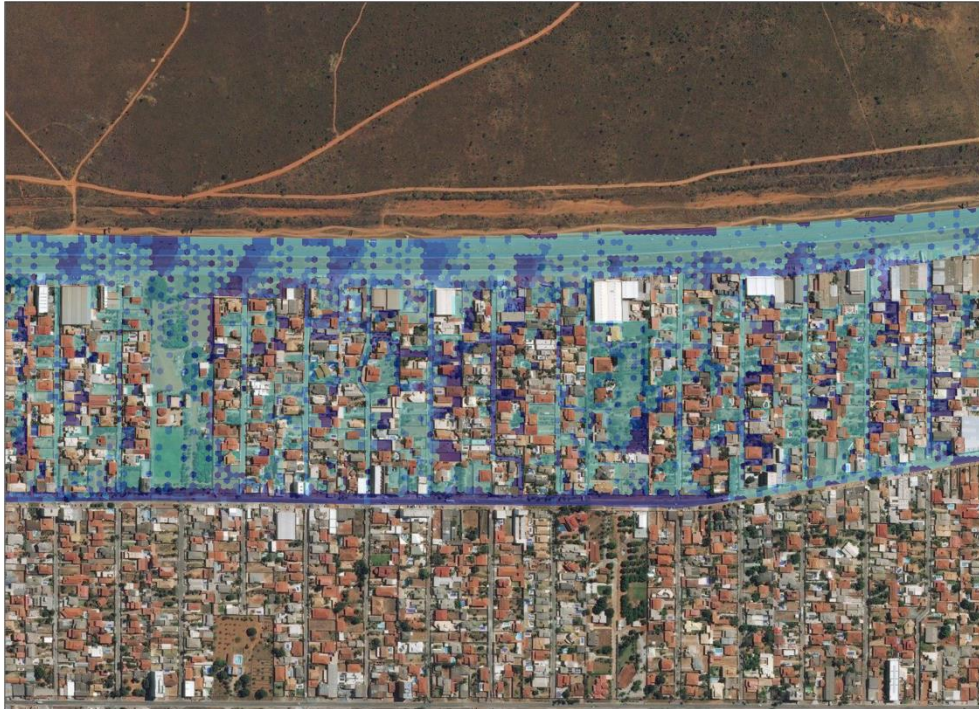


Figura 5.32 - Representação do volume máximo em evento de chuva com TR de 10 anos e duração de 24 horas.

A partir da simulação 2D também é possível observar a velocidade do escoamento na malha. Pela simulação, foi possível perceber que as velocidades aumentam consideravelmente às 12h10 da simulação, e a rua 12 apresenta as maiores velocidades de escoamento. A Figura 5.33 apresenta os vetores de velocidades (representados pelas setas verdes – velocidades menores – e vermelhas – velocidades maiores) na rua 12 na altura das chácaras 143/1 e 142/1.

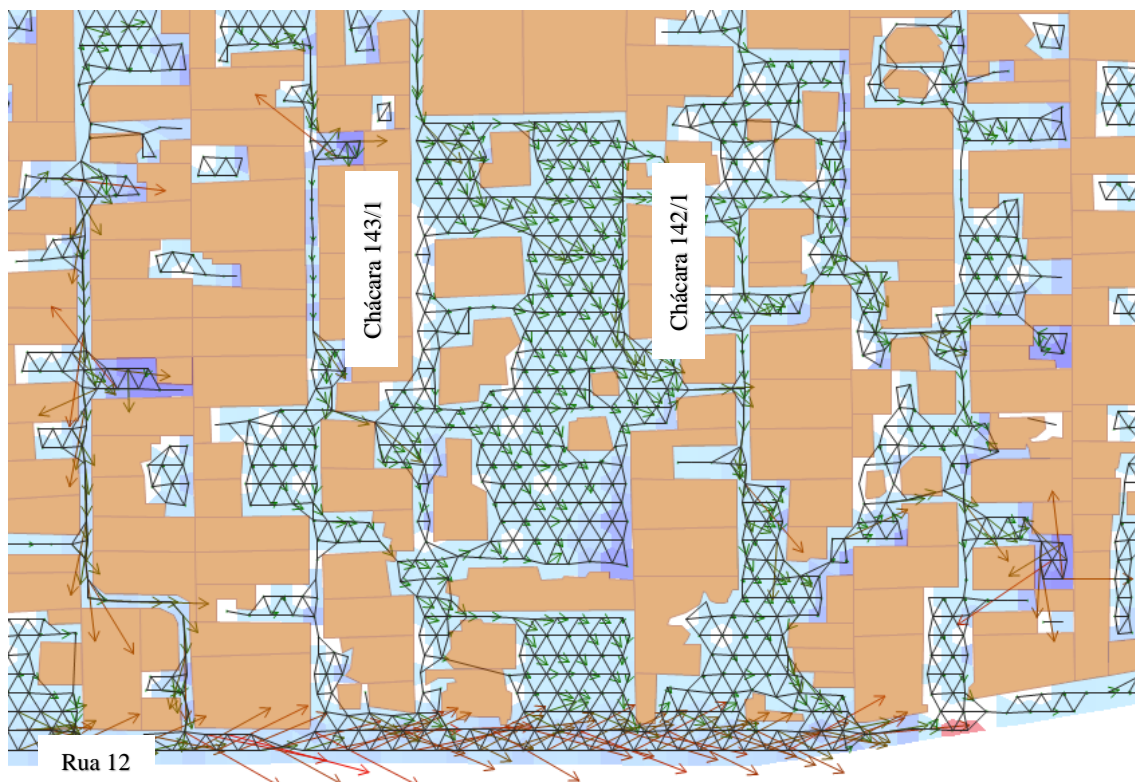


Figura 5.33 - Representação dos vetores de velocidade na situação mais crítica durante a simulação.

De acordo com os resultados apresentados por Paula (2015), na antiga proposta de rede de drenagem em Vicente Pires feita pela Novacap em conjunto com a Topocart, o cenário com as bacias de detenção apresentou maior amortecimento de vazão quando comparado com o cenário com rede mas sem as bacias, porém não conseguiu aproximar-se ao escoamento superficial do pré-desenvolvimento e apresentou vazões maiores a que o cenário urbanizado e sem rede. Observa-se que mesmo o projeto sofrendo algumas alterações, ele ainda apresenta vazões maiores que o cenário urbanizado sem rede, simulado neste trabalho. O estudo para a implementação de medidas compensatórias adicionais nessa rede é fundamental para reduzir a vazão de lançamento da água no corpo hídrico e reduzir os problemas de extravasamento de poços de visitas ao longo da rede.

Seria necessário realizar estudos para a implantação de medidas de baixo impacto (LIDs) na via Estrutural, na rua 12 e nas ruas das chácaras que apresentam maior acumulação de volume, visto que são medidas eficientes no controle da vazão de pico ao longo da rede.

5.5 MÉTODO RACIONAL

A Tabela 5.6 relaciona o uso e ocupação do solo com seu respectivo coeficiente de escoamento superficial para a bacia em estudo, com base nos valores de coeficiente de

escoamento superficial apresentados pela NOVACAP (2012). A Tabela 5.7 mostra os resultados do cálculo da vazão de pico para a bacia de drenagem utilizando o método racional. O tempo de concentração da área foi estimado em 65 minutos.

Tabela 5.6 - Coeficientes de escoamento de acordo com o uso e ocupação do solo.

Uso e Ocupação do Solo	Coefficiente de Escoamento
Área Vegetada	0,15
Espaço Aberto	0,40
Solo Exposto	0,70
Lotes Construídos	0,70
Vias Pavimentadas e Estacionamentos	0,90

Tabela 5.7 - Dados da bacia de drenagem utilizados para o cálculo da vazão

Bacia de Drenagem	
Área (ha)	131,38
Maior extensão de drenagem (km)	4,55
Coefficiente de escoamento	0,68
Tempo de concentração (min)	65,05
Intensidade da chuva com TR de 10 anos (mm/h)	55,12
Vazão de projeto obtida pelo Método Racional (m³/s)	13,71

Conforme demonstrado nos tópicos anteriores, a vazão de pico antes de adentrar na primeira bacia, para um TR de 10 anos e com duração de 65 minutos, na simulação no PCSWMM foi de 22,92 m³/s, de acordo apresentado na Figura 5.34, aproximadamente 1,7 vezes maior que a vazão estimada pelo Método Racional de 13,71 m³/s.

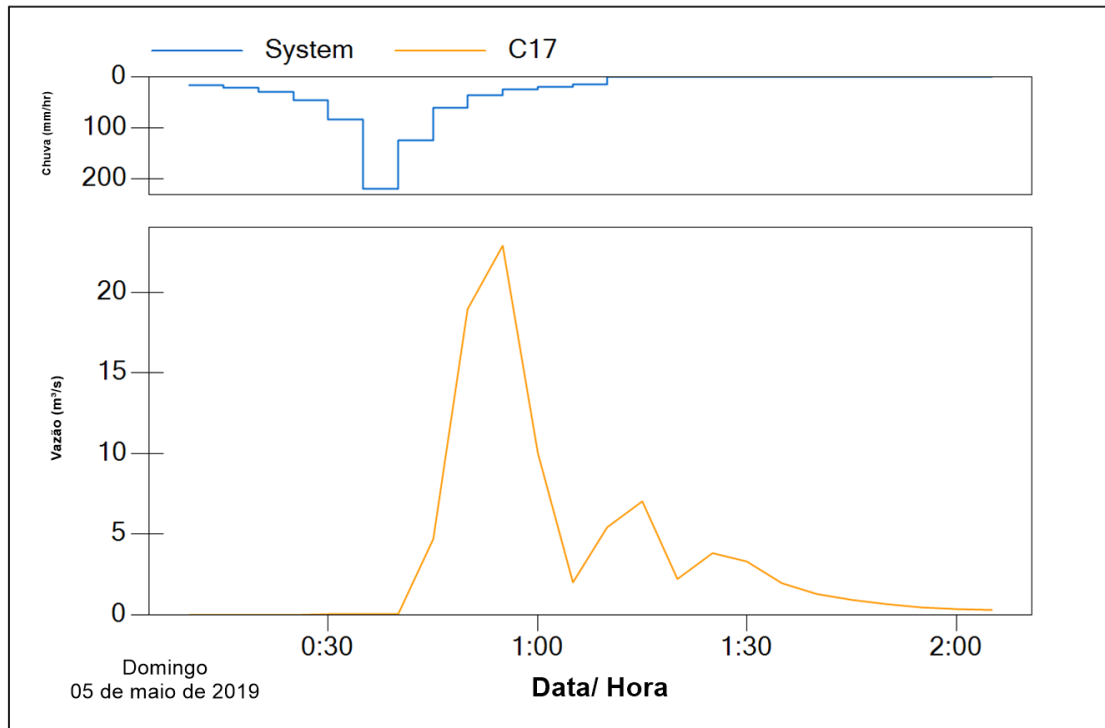


Figura 5.34 - Hidrograma de escoamento resultante da chuva com intensidade de 218,7 mm/hr, tempo de retorno de 10 anos e duração de 65 minutos

Pode-se perceber que o método não é eficiente para fazer o dimensionamento de bacias de retenção, apresentando, no caso, 40% de erro em relação à vazão máxima que a bacia irá comportar, para uma chuva com o mesmo tempo de retorno e duração.

O resultado é esperado, visto que o Método Racional não é indicado para redes com grandes áreas de contribuição. Comparando com o estudo feito por Araújo (2018) para uma área de contribuição de 46 hectares na região do Lago Norte, o erro apresentado entre a vazão de pico obtido pelo Método Racional e a vazão de pico obtida da simulação realizada no programa PCSWMM foi de 27%, consideravelmente menor que o erro de 40% apresentado para a área em estudo de 131 hectares.

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho, procurou-se avaliar o comportamento das bacias de qualidade e de quantidade, localizadas próximas à DF-095 na Região Administrativa Vicente Pires, e da sua rede de contribuição após a sua implantação. Além disso, buscou-se comparar o impacto da rede no amortecimento da onda de cheia com o escoamento superficial da região no cenário atual, ou seja, sem um sistema de drenagem implantado. Com base nos resultados, foi possível observar que as bacias são capazes de amortecer a onda de cheia e apresentam resultados melhores em relação à vazão de lançamento da água nos corpos hídricos que o cenário atual da região.

As simulações no PCSWMM mostram que as bacias amortecem a onda de cheia com certa eficiência, mas o sistema projetado não atende aos requisitos da vazão máxima de saída do sistema, de 3,23 m³/s, sendo aproximadamente 8% maior que a vazão desejada, para um evento de chuva com tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas.

Além disso, a rede apresenta inúmeros pontos de extravasamento e condutos trabalhando em situação de afogamento, indicando que ela não está suportando adequadamente a vazão gerada pela precipitação e, portanto, com possível falha no seu dimensionamento.

A bacia de retenção apresentou resultados satisfatórios para o amortecimento da vazão de pico e apenas utilizou o vertedor de emergência para uma chuva com tempo de retorno de 50 anos, apresentando conformidade com o projeto. Já a bacia de qualidade, para um evento com tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas, utiliza o seu vertedor de emergência, o que não é desejado, visto que a bacia é dimensionada para a água ser armazenada durante um determinado tempo, a fim de atingir a qualidade necessária. Outro ponto que pode afetar a qualidade é o dispositivo de saída, que fica localizado no fundo dessa bacia, de tal forma que a água que sai por esse orifício não é a de melhor qualidade. Seria preferível que a saída do orifício fosse feita por cima, para que apenas a água com melhor qualidade vá para a bacia de retenção. Há necessidade de rever os dispositivos de entrada e saída utilizados nas bacias de retenção no DF para que eles possam exercer as funções para as quais foram previstas. Da forma atual, atuam quase como bacias de retenção adicionais.

Por estar utilizando o vertedor de emergência, a bacia de qualidade não está atendendo o requisito de vazão máxima de saída, recomendado pela resolução nº 9/2011

da Adasa. Mesmo modelando a rede para um evento de chuva com tempo de retorno de 1 ano e duração de 24 horas, a bacia de qualidade ainda verte 2,08 m³/s de água.

Em relação à simulação contínua, a bacia de qualidade extravasou em vários eventos ao longo do período simulado.

O evento do dia 16/02/2019, apesar de ter gerado a segunda maior vazão da série temporal simulada, teve uma grande eficiência no amortecimento da vazão de pico, reduzindo a vazão em 99%. Esse resultado pode ter acontecido por a chuva apresentar uma menor intensidade e ser mais bem distribuída ao longo do tempo.

Comparando com o cenário atual, a rede amortece a vazão de lançamento no corpo hídrico para eventos com o TR de 10 e 25 anos e com duração de 24 horas. Ao observar o resultado da simulação 2D, pode se perceber que os locais que apresentam pontos críticos são a via Estrutural (DF-095), a rua 12 de Vicente Pires, e as ruas entre as chácaras.

Recomenda-se que sejam feitos estudos de controle de qualidade da água para avaliar a eficiência da bacia de qualidade. Ademais, seria necessário realizar um estudo sobre a implantação de medidas de baixo impacto (LIDs) na sub-bacia analisada, principalmente ao longo da DF-095 - local em que os PVs apresentaram maiores tempos de extravasamento -, nas ruas entre as chácaras e na rua 12, que apresentaram maiores volumes de precipitação para a simulação 2D, já que são medidas eficientes para a redução do volume total escoado, visando reduzir a vazão de lançamento no corpo hídrico para atender as recomendações feitas na resolução nº 9/2011 da Adasa.

Por fim, o programa PCSWMM se mostrou uma ferramenta importante para o dimensionamento e modelagem de redes de drenagem por fazer a modelagem hidrológica e hidráulica da rede, não apenas a modelagem hidrológica e pode servir como peça fundamental para complementar o dimensionamento realizado pelo Método Racional, que se mostrou pouco eficiente para grandes bacias, apresentando erro de 40% na vazão de projeto. Por considerar dados como a infiltração no solo, impermeabilização do solo, tipo de solo e poder observar a conformidade do projeto com o terreno, o PCSWMM faz análises verossímeis da rede e seus efeitos na bacia.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADASA. Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**, 2009. Disponível em: <<http://www.adasa.df.gov.br/drenagem-urbana/plano-diretor-de-drenagem-urbana-pddu-df>>. Acesso em: 4 novembro 2018.

ADASA. Resolução nº 09. **Estabelece os procedimentos gerais para o requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais nos corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados**, Brasília, DF, 08 abril 2011. 9.

ADASA. **Plano Distrital de Saneamento Básico e de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos**. ADASA, Governo de Brasília. Brasília, DF, p. 68. 2017.

ADASA. **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal**. Brasília, DF: ADASA, Unesco, 2018. 319 p.

ANA. Agência Nacional de Águas. **O Ciclo da Água**, 2017. Disponível em: <<http://conjuntura.ana.gov.br/cicloagua>>. Acesso em: 24 setembro 2018.

ANA. Agência Nacional de Águas. **Política Nacional de Recursos Hídricos**, 2018. Disponível em: <<http://www3.ana.gov.br/portal/ANA/gestao-da-agua/sistema-de-gerenciamiento-de-recursos-hidricos>>. Acesso em: 4 novembro 2018.

ARAÚJO, A. S. **Análise e Proposição de Medidas Sustentáveis em Drenagem Urbana na Região do Lago Norte - DF por Meio de Modelagem Hidrológica-Hidráulica**. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 80. 2018.

BAPTISTA, M. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. 2ª. ed. Porto Alegre, RS: UFRGS/ABRH, 2011. 318 p.

BARBOSA, F. D. A. D. R. **Medidas de proteção e controle de inundações urbanas na bacia do rio Mamanguape/PB**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana, Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, PB, p. 116. 2006.

BARBOSA, P. R.; FILHO, J. T.; NASCIMENTO, N. D. O. In: _____ **Águas Pluviais: Técnicas Compensatórias para o Controle de Cheias Urbanas: Guia do Profissional em Treinamento: Nível 2 e 3**. Belo Horizonte, MG: Ministério das Cidades, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, 2007. p. 52.

BENINI, R. D. M.; MENDIONDO, E. M. Urbanização e Impactos no Ciclo Hidrológico na Bacia do Mineirinho. **Floresta e Ambiente**, São Carlos/SP, p. 211-222, 2015. ISSN ISSN 1415-0980 (impresso).

BORGES, M. C. P. **Estudo para a Implantação de Técnicas de Drenagem Sustentável na Região Administrativa Guará II no Distrito Federal**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 84. 2018.

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

CARDOSO, M. R. D.; MARCUZZO, F. F. N.; BARROS, J. R. Classificação climática de Köppen-Geiger para o Estado de Goiás e o Distrito Federal. **Acta Geográfica**, v. 8, n. 16, 2015. p. 40-55.

CASTRO, L. M. A. D. **Proposição de Indicadores para a Acaliação de Sistemas de Drenagem Urbana**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG, p. 133. 2002.

CHRISTOFIDIS, H. D. V. **Drenagem Urbana Sustentável: Análise do Uso do Retrofit**. Dissertação de Mestrado. Centro de Desenvolvimento Sustentável, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 163. 2010.

COLOMBO, J. C. **Diagnóstico e Diretrizes para Plano Diretor de Drenagem Urbana. Ribeirão Quilombo - Americana - SP**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, SP, p. 232. 2002.

DURRANS, S.; DIETRICH, K.; AHMAD, M. **Stormwater conveyance modeling and design**. 1^a. ed. Waterbury: Haestad Press, 2003.

EMBRAPA. Bioma Cerrado Latossolos. **Agência de Informação Embrapa**, 2000. Disponível em: <http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/Agencia16/AG01/arvore/AG01_96_10112005101956.html>. Acesso em: 27 maio 2019.

GONÇALVES, L. M.; BAPTISTA, L. F. D. S.; RIBEIRO, R. A. O Uso de Técnicas Compensatórias de Drenagem para Controle dos Impactos da Urbanização. **Fórum Ambiental da Alta Paulista**, v. 12, n. 1, p. 92-106, 2016.

GONÇALVES, M. S. **Monitoramento e Modelagem de Telhados Verdes como Técnica de Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto**. Monografia de Projeto Final,

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 97. 2018.

GRIBBIN, J. E. **Introduction to Hydraulics and Hydrology with Applications for Stormwater Management**. 3^a. ed. [S.l.]: Thomson Delmar Learning, 2006.

KIRPICH, Z. P. **Time of Concentration of Small Agricultura Watersheds**. [S.l.]: Civil Engeneering, 1940. 362 p.

LEITE, M. E. C. **Monitoramento e Modelagem das águas da Drenagem Urbana na bACIA DO lago Paranoá**. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-148/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 179. 2013.

MELO, T. GDF entrega parte das obras de infraestrutura em Vicente Pires. **Correio Braziliense**, 2018. Disponível em: <https://www.correiobraziliense.com.br/app/noticia/cidades/2018/09/06/interna_cidades/df,704408/gdf-entrega-parte-das-obras-de-infraestrutura-em-vice-pires.shtml>. Acesso em: 5 novembro 2018.

MORAES, A. P. Procedimentos Técnicos de Dimensionamento da Microdrenagem do município de Santo André. **XIX Exposição de Experiências Municipais em Saneamento**, Poços de Caldas, MG, p. 15, maio 2015.

NASCIMENTO, N. D. O.; BAPTISTA, M. B. Técnicas Compensatórias em Águas Pluviais. In: RIGHETTO, A. M. **Manejo de Águas Pluviais Urbanas**. Rio de Janeiro: ABES, 2009. Cap. 4, p. 149-197.

NOVACAP. **Termo de Referência e Especificações para a Elaboração de Projetos de Sistema de Drenagem Pluvial no Distrito Federal**. Novacap, Diretoria de Urbanização, Departamento de Infraestrutura Urbana. Brasília, DF, p. 15. 2012.

PAULA, A. C. V. D. **Drenagem urbana – Análise de problemas de novos loteamentos – Estudo de caso**. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 47. 2015.

PEITER, T. V.; POLETO, C. Estudos dos Efeitos de Trincheiras de Infiltração sobre o Escoamento Superficial. **Revista de Estudos Ambientais**, v. 14, n. 2, p. 57-67, 2012.

PESQUISA, E. -E. B. D. Bioma Cerrado: Latossolo. **Agência de Informação Embrapa**, maio 2018. Disponível em: <http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/Agencia16/AG01/arvore/AG01_96_10112005101956.html>.

REATTO, A. . E. A. **Mapa Pedológico Digital - SIG Atualizado do Distrito Federal Escala 1:100.000 e uma Síntese do Texto Explicativo**. Empraba Cerrados. Planaltina, DF. 2004.

ROSSMANN, L. A. **Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1**. US EPA Office of Research and Development. Washington, DC. 2015.

SILVA, E. C. B. **Avanço da Urbanização em Vicente Pires – DF, Análise da Rede de Drenagem associada a medidas Compensatórias Utilizando o Modelo SWMM e ABC**. Dissertação de Graduação – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, DF, p. 83. 2016.

SIMÕES, C. C. D. S. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. **Relações entre as Alterações Históricas na Dinâmica Demográfica Brasileira e os Impactos Decorrentes do Processo de Envelhecimento da População**, Rio de Janeiro, RJ, 2016. 119.

SINESP. **SINESP - Secretaria de Estado de Infraestrutura e Serviços Públicos**, 2017. Disponível em: <<http://www.sinesp.df.gov.br/a-sinesp/>>. Acesso em: 4 novembro 2018.

SO/DF. **Diretrizes Urbanísticas Setor Habitacional Vicente Pires**. SEGETH. Brasília, DF, p. 62. 2015.

SO/DF, S. D. E. D. O. **Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal. Volume 4 - Caracterização da Rede de Macrodrenagem; do Problema da Erosão Urbana e do Risco Geológico e do Problema de Carreamento de Lixo para os Cursos d'Água**. Concremat Engenharia. Brasília, DF. 2008.

SO/DF, S. D. E. D. O. **Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal. Volume 2 - Manual de Drenagem Urbana**. Concremat Engenharia. Brasília, DF. 2009.

SOUZA, F. P. D. **Monitoramento e Modelagem Hidrológica da Sub-Bacia do Lago Paranoá - Brasília/DF - e Avaliação de Bacia de Detenção**. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-165/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 139. 2014.

TOPOCART. **Relatório Técnico do Estudo Hidráulico do Reservatório de Detenção 134 (Qualidade e Quantidade)**. Novacap. Brasília, DF, p. 58. 2017.

TUCCI, C. E. M. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Editora Universidade UFRGS/ABRH, 1995. 428 p.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas na América do Sul**. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2003.

TUCCI, C. E. M. **Gestão da Drenagem Urbana**. Brasília, DF: CEPAL/IPEA, 2012. 50 p.

TUCCI, C. E. M. Regulamentação da Drenagem Urbana no Brasil. **REGA - Revista de Gestão de Água da América Latina**, Porto Alegre, v. 13, n. n. 1, p. 29-42, Jan/Jun 2016. ISSN ISSN 2359-1919.

VINAGRE, M. V. D. A.; LIMA, A. C. D. M.; JUNIOR, D. L. D. L. Estudo de Comportamento Hidráulico da Bacia do Paracuri em Belém (PA) Utilizando o Programa Storm Water Management Model. **Scielo**, Rio de Janeiro, v. 20, n. 3, 2015.