



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

JOÃO EVANGELISTA DO NASCIMENTO FILHO

**AVALIAÇÃO DE CENÁRIOS DE EFICIÊNCIA DE MICRORRESERVATÓRIOS  
EM LOTES NO CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL**

João Pessoa - PB

2018

JOÃO EVANGELISTA DO NASCIMENTO FILHO

**AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DE MICRORRESERVATÓRIOS EM LOTES NO  
CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Coordenação do Curso de Engenharia  
Ambiental da Universidade Federal da Paraíba  
– UFPB, como um dos requisitos para obtenção  
do título de Bacharel em Engenharia  
Ambiental.

Orientador: Prof. Gustavo Barbosa Lima da Silva

João Pessoa - PB

2018

N244a Nascimento Filho, João Evangelista do.

Avaliação de cenários de eficiência de microrreservatórios em lotes no controle do escoamento superficial / João Evangelista do Nascimento Filho. - João Pessoa, 2018.  
72 f. : il.

Orientação: Gustavo Barbosa Lima da silva.  
Monografia (Graduação) - UFPB/de Tecnologia.

1. Escoamento superficial. 2. Microrreservatórios de detenção. 3. Técnicas compensatórias. 4. SWMM. I. Barbosa Lima da silva, Gustavo. II. Título.

UFPB/BC

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, Rejane Alves e João Evangelista, pelos esforços realizados para minha criação e educação até o presente momento.

Às minhas irmãs, Maria Welma e Raquel Alves, por todo apoio e por me ensinarem através do exemplos e conselhos.

Aos professores da UFPB, sobretudo o Professor Bráulio Almeida, pela oportunidade de trabalhar em uma iniciação científica e ao Professor Orientador do presente trabalho, por toda paciência para resolver minhas dúvidas, por ser um profissional excelente e pelas conversas auxiliam a moldar o caráter de todo cidadão.

Sou grato também pela oportunidade a mim concedida pelos excelentes profissionais Diego Melo, Pedro Rocha e Diego Machado, de estagiar em projetos fora da universidade, que com toda certeza, foram de grande importância para minha formação.

Por fim, mas não menos importante, sou grato aos amigos que participaram ou não de todo este processo, em especial a: Rafael Bitu, Paulo Cássio, Jéssica Vieira, Raissa Barreto, Marcella Medeiros, Giovana Mayra, Arthur Cahino e Igor Quaresma.

*“No pé que as coisas vão, Jão  
Doideira, daqui a pouco resta madeira nem pro caixão  
Era neblina hoje é poluição  
Asfalto quente queima os pé no chão  
Carros em profusão, confusão  
Água em escassez bem na nossa vez  
Assim não resta nem as barata”*

***(Emicida)***

## RESUMO

O aumento do escoamento superficial de águas pluviais, originados a partir da criação de áreas urbanas, como loteamentos, gera problemas, como, por exemplo, enchentes e alagamentos. Junto a urbanização, a implantação de estruturas para drenagem de águas pluviais no meio urbano foi tradicionalmente voltada para coleta e transporte da água de maneira rápida, aumentando problemas a jusante das áreas drenadas, percebendo a partir de dados problemas a necessidade de se controlar as vazões geradas, fazendo uso então de técnicas compensatórias que objetivam atenuar os impactos negativos da urbanização sobre o ciclo hidrológico, alterando a concepção de apenas transferir a água para jusante. Buscando compreender melhor os efeitos da distribuição de unidade de armazenamento em lotes, o presente trabalho avaliou diferentes cenários de controle, variando a quantidade distribuída de microrreservatórios e a vazão limite na saída dos mesmos, sendo avaliada a eficiência a partir de vários eventos de precipitação em simulações hidrológicas com o modelo SWMM. Os microrreservatórios foram dimensionados para atenuar as vazões geradas nos telhados das edificações em 70%, 50% e 25%. Analisando os hidrogramas resultantes das simulações e o funcionamento individual das unidades de armazenamento, é possível afirmar que utilizando apenas reservatórios para se tentar atenuar o pico das vazões geradas por parte dos lotes em mais da metade é inviável, pois foram obtidas dimensões não compatíveis com as áreas dos lotes e estas ainda apresentariam risco de transbordamento. A distribuição dos reservatórios por lote também não alterou significativamente o tempo em que ocorrem os picos nos hidrogramas gerados pelos variados eventos de precipitações analisados.

**Palavras Chave:** Escoamento superficial, Microrreservatórios de retenção, Técnicas compensatórias, SWMM.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: EVOLUÇÃO DO GRAU DE URBANIZAÇÃO NO BRASIL, 1960 - 2010.....	13
FIGURA 2: CICLO HIDROLÓGICO EM UM AMBIENTE NATURAL (A) E URBANIZADO (B). .....	14
FIGURA 3: VARIAÇÃO DOS HIDROGRAMAS EM FUNÇÃO DAS MODIFICAÇÕES NO USO DO SOLO. .	16
FIGURA 4: LAYOUT DE UM MICRORRESERVATÓRIO ABERTO. ....	22
FIGURA 5: ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DE UM MICRORRESERVATÓRIO ENTERRADO.....	22
FIGURA 6: HIDROGRAMA AFLUENTE (QA) E EFLUENTE (QE).....	24
FIGURA 7: CURVAS DAS FUNÇÕES DE ARMAZENAMENTO: COTA X ARMAZENAMENTO, COTA X VAZÃO DE SAÍDA E VAZÃO DE SAÍDA X ARMAZENAMENTO.....	25
FIGURA 8: REPRESENTAÇÃO CONCEITUAL DE SUB-BACIAS NO MODELO SWMM. ....	28
FIGURA 9: VISÃO CONCEITUAL DO ESCOAMENTO NO SWMM.....	29
FIGURA 10: SEÇÃO TRANSVERSAL DO CANAL.....	30
FIGURA 11: REPRESENTAÇÃO DA CURVA DE INFILTRAÇÃO - MÉTODO DE HORTON.....	31
FIGURA 12: LOCALIZAÇÃO DA ÁREA ESTUDADA EM RELAÇÃO A CIDADE DE JOÃO PESSOA. ....	34
FIGURA 13:ÁREA ESTUDADA. ....	34
FIGURA 14: CONCEPÇÃO DA REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS. ....	35
FIGURA 15: DISCRETIZAÇÃO DAS ÁREAS. ....	37
FIGURA 16: REPRESENTAÇÃO DO CENÁRIO 0.....	38
FIGURA 17: REPRESENTAÇÃO DO CENÁRIO 1.....	39
FIGURA 18: ÁREAS COM E SEM MICRORRESERVATÓRIOS - CENÁRIO 2. ....	40
FIGURA 19: CHUVA DE PROJETO - DIMENSIONAMENTO DE MR .....	42
FIGURA 20: HIETOGRAMAS DAS CHUVAS SINTÉTICAS.....	43
FIGURA 21: EVENTO DO 08/05/2017.....	44
FIGURA 22: EVENTO DO 29/05/2017.....	44
FIGURA 23: VAZÕES DE SAÍDA DETERMINADA NOS MICRORRESERVATÓRIOS. ....	48

FIGURA 24: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS CONSIDERADOS - CHUVA DE PROJETO .....	49
FIGURA 25: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS ANALISADOS – CHUVA SINTÉTICA 1.....	51
FIGURA 26: ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA E VOLUME NOS RESERVATÓRIOS – CS 1.....	52
FIGURA 27: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS ANALISADOS - CHUVA SINTÉTICA 2.....	53
FIGURA 28: ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA E VOLUME NOS RESERVATÓRIOS – CS 2.....	53
FIGURA 29: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS ANALISADOS - CHUVA SINTÉTICA 3.....	54
FIGURA 30: ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA E VOLUME NOS RESERVATÓRIOS – CS 3.....	55
FIGURA 31: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS ANALISADOS - CHUVA SINTÉTICA 4.....	56
FIGURA 32: ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA E VOLUME NOS RESERVATÓRIOS – CS 4.....	56
FIGURA 33: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS ANALISADOS - CHUVA SINTÉTICA 5.....	57
FIGURA 34: ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA E VOLUME NOS RESERVATÓRIOS – CS 5.....	57
FIGURA 35: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS ANALISADOS - CHUVA SINTÉTICA 6.....	59
FIGURA 36: ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA E VOLUME NOS RESERVATÓRIOS – CS 6.....	59
FIGURA 37: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS ANALISADOS – 08/05/2017. ....	60
FIGURA 38: ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA E VOLUME NOS RESERVATÓRIOS – 08/05/2017. ....	61
FIGURA 39: HIDROGRAMAS NOS CENÁRIOS ANALISADOS – 29/05/2017. ....	62
FIGURA 40: ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA E VOLUME NOS RESERVATÓRIOS – 29/05/2017. ....	62

## **LISTA DE TABELAS**

TABELA 1: CARACTERÍSTICAS DOS CENÁRIOS DE CONTROLE.....	41
TABELA 2: VALORES ADOTADOS NA EQUAÇÃO DE HORTON PARA O SOLO DA ÁREA. ....	46
TABELA 3: DIMENSÕES DOS MICRORRESERVATÓRIOS NOS CENÁRIOS ANALISADOS.....	48
TABELA 4: DADOS DOS RESERVATÓRIOS - CHUVA DE PROJETO.....	50

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	10
1.1	CONTEXTO E MOTIVAÇÃO.....	10
1.2	JUSTIFICATIVA.....	11
1.3	OBJETIVOS.....	12
1.3.1	Objetivo Geral.....	12
1.3.2	Objetivos Específicos.....	12
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	13
2.1	IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NA DRENAGEM.....	13
2.2	EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA.....	15
2.2.1	Sistema de drenagem urbana tradicional.....	15
2.2.2	Sistemas alternativos de drenagem.....	16
2.3	MICRORRESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO.....	19
2.3.1	Critérios para Dimensionamento de Microrreservatórios.....	21
2.3.2	Método de PULS.....	24
2.4	MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	26
2.4.1	SWMM - Storm Water Management Model.....	27
2.4.1.1	Simulação do escoamento Superficial.....	28
2.4.1.2	Simulação do Escoamento em Galerias.....	32
2.4.1.3	Simulação do escoamento em Microrreservatórios.....	32
3	METODOLOGIA.....	33
3.1	DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	33
3.2	DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL.....	35
3.3	OCUPAÇÃO DOS LOTES.....	37
3.4	CENÁRIOS DE CONTROLE CONSIDERADOS.....	37
3.4.1	Cenário 0.....	37
3.4.2	Cenário 1.....	38
3.4.3	Cenário 2.....	39
3.4.4	Cenários 3 e 4.....	40
3.4.5	Cenários 5 e 6.....	40
3.5	DADOS DE PRECIPITAÇÃO.....	41

3.5.1	Precipitação de Projeto .....	41
3.5.2	Chuva Sintéticas .....	42
3.5.3	Eventos reais de precipitação .....	43
3.6	DECLIVIDADE .....	45
3.7	LARGURA DA SUB-BACIA .....	45
3.8	ARMAZENAMENTO EM DEPRESSÕES .....	45
3.9	COBERTURA DA SUPERFÍCIE .....	46
3.10	CÁLCULO DA INFILTRAÇÃO .....	46
3.11	REDE DE DRENAGEM.....	47
3.12	LOCAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS.....	47
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	49
4.1	SIMULAÇÕES HIDROLÓGICAS .....	49
4.1.1	Chuva de Projeto .....	49
4.1.2	Chuva Sintética 1 - Duração de 30 minutos e Tempo de Retorno de 20 anos .....	50
4.1.3	Chuva Sintética 2 - Duração de 60 minutos e Tempo de Retorno de 20 anos .....	52
4.1.4	Chuva Sintética 3 – Duração de 90 minutos e Tempo de Retorno de 20 anos.....	53
4.1.5	Chuva Sintética 4 – TD = 30 min. e TR = 20 anos – Pico aos 7 min.....	55
4.1.6	Chuva Sintética 5 – TD = 30 min. e TR = 20 anos – Pico aos 23 min.....	56
4.1.7	Chuva Sintética 6 – TD = 30 min. e TR = 40.....	58
4.1.8	Evento Real – 08/05/2017 .....	59
4.1.9	Evento Real – 29/05/2017 .....	61
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	63
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	66
7	APÊNDICE – VALORES DE AMORTECIMENTO.....	70

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contexto e Motivação

A mudança do uso e ocupação do solo para criação de áreas residenciais, comerciais e industriais, transformação essa chamada de urbanização, pode gerar impactos negativos na dinâmica social e no ambiente, isso porque tais modificações atingem também o ciclo hidrológico das áreas, sendo possível perceber o aumento da intensidade e da frequência que eventos como inundações e enchentes estão ocorrendo (LINDOSO *et al.*, 2014; DIAS e ANTUNES, 2010).

Entre as várias modificações no meio provocadas pela urbanização, destaca-se no presente trabalho o sistema de drenagem de águas pluviais implantados a partir do processo de urbanização. Segundo Bahiense (2013) tais sistemas possuem grande importância na infraestrutura das cidades e podem influenciar positivamente ou negativamente no cotidiano da sociedade em geral.

De acordo com Silva (2016), práticas que objetivam os processos de coleta e de condução de águas pluviais de maneira rápida tendem a transferir os impactos causados pelas ações antrópicas da urbanização para jusante, acarretando na alteração dos hidrogramas de cheia. É o caso dos sistemas de drenagem projetados tradicionalmente.

A partir dos problemas gerados pela urbanização e pelas limitações dos sistemas de drenagem implantados no decorrer do tempo, foi detectada no final do século passado a necessidade de uma visão mais abrangente e sistêmica sobre a drenagem urbana, e a partir de 1990 países mais desenvolvidos têm investidos em políticas de desenvolvimento sustentável urbano baseado no tratamento das águas pluviais urbanas e rurais, conservação do escoamento pluvial e tratamento dos efluentes. A maioria dos sistemas de drenagem no Brasil ainda não se encontra na fase de desenvolvimento sustentável, pois apenas cerca de 43,45% da população tem acesso a coleta e tratamento de esgoto e boa parte dos sistemas de drenagem implantados não trataram da transferência dos impactos causados pela urbanização para outras regiões a jusante (TASSI, 2002; TUCCI, 2006; ANA, 2017).

Segundo Tassi (2002) os Planos Diretores de Drenagem Urbana têm identificado os problemas e apontando soluções integradas nas bacias urbanas. Como, por exemplo, os municípios de Belo Horizonte/MG e de Porto Alegre/RS que criaram legislações que objetivam diminuir os impactos negativos gerados pela urbanização e pelos sistemas de drenagem

adotados até então. Além de inserir normas, legislações do tipo incentivam e/ou exigem a inserção de técnicas que objetivam reestabelecer processos do ciclo hidrológico, sobretudo estruturas que visam a infiltração e o armazenamento de águas pluviais no meio urbano, buscando assim diminuir as vazões geradas em áreas urbanizadas.

Entre tais técnicas Drumond (2012) cita que o uso microrreservatórios em lotes permite retardar a propagação de cheias no sistema de drenagem e conseqüentemente evitar ou diminuir problemas como inundações de áreas urbanas. Ainda segundo Silva (2016) microrreservatórios apresentam vantagens como: flexibilidade quanto ao local de implantação, simplicidade de dimensionamento, possibilidade de assumir vários formatos, eficiência hidráulica e hidrológica e a provável redução de custos de implantação e manutenção da rede de drenagem pública. Entretanto o uso de microrreservatórios para controlar o escoamento superficial de águas pluviais em lotes residenciais ainda deixa como incógnitas os efeitos que pode gerar na propagação de cheias e conseqüentemente nos sistemas de drenagem urbana já implantado e no meio natural. Alguns autores, como Silva (2016) e Tassi (2002), demonstraram que apesar do crescente número de estudos que provam a eficiência dos microrreservatórios aplicados isoladamente para controlar o escoamento gerado por um lote, não se entende ainda todos os efeitos da aplicação distribuída de microrreservatórios na maioria dos lotes de uma região.

## **1.2 Justificativa**

Nas regiões Norte e Nordeste do país, onde a urbanização ainda ocorre de forma intensa e desorganizada, é possível perceber que em regiões vizinhas a cidades metropolitanas como as dos municípios de João Pessoa e Campina Grande, na Paraíba, há um aumento no número de loteamentos e condomínios horizontais. Estes novos empreendimentos residenciais ocupam grandes áreas e acabam retirando a cobertura vegetal e impermeabilizando grande parte do solo das mesmas. Observa-se também que, as soluções adotadas para a drenagem de águas pluviais seguem, normalmente a abordagem tradicional, não apresentando estruturas que diminuam e/ou controlem o escoamento superficial gerado. Tal fato ocorre principalmente pela ausência de legislações específicas que determinem limites de vazões ou volumes máximos gerados por lote. Dessa forma é possível que tais áreas ocasionarão e/ou sofrerão com os impactos motivados pela urbanização e pelo sistema drenagem ineficiente.

Neste contexto, a realização do presente trabalho é motivada pela necessidade de se melhorar o entendimento a respeito do efeito resultante da implantação distribuída de microrreservatórios em lotes sobre o controle do escoamento em empreendimentos residenciais

com características semelhantes aos recentes loteamentos habitacionais propostos na grande João Pessoa. Além disso, esta pesquisa poderá contribuir com possíveis decisões em cidades que ainda não possuem legislações que atendam a drenagem urbana, como é o caso da cidade João Pessoa e dos municípios que formam a região metropolitana da mesma.

## **1.3 Objetivos**

### ***1.3.1 Objetivo Geral***

O presente trabalho tem como principal objetivo avaliar a eficiência da aplicação distribuída de microrreservatórios em lotes no controle do escoamento superficial em áreas urbanas por meio de simulação hidrológica.

### ***1.3.2 Objetivos Específicos***

- Avaliar a influência da magnitude e da distribuição temporal da precipitação no controle das vazões máximas;
- Analisar a relação entre a distribuição espacial de microrreservatórios e a sua eficiência no controle do escoamento superficial;
- Avaliar a influência do controle distribuído por microrreservatórios para eventos reais de precipitação.

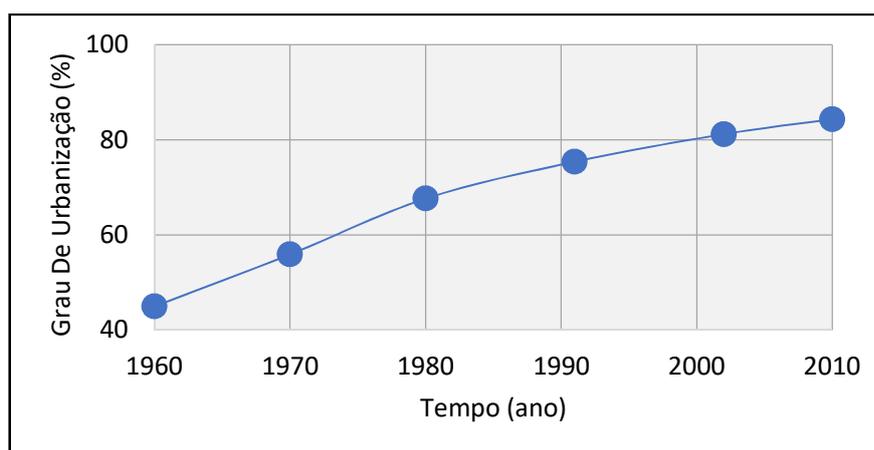
## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Impactos da Urbanização na Drenagem

O processo de urbanização foi responsável por formar as cidades vistas como se encontram hoje. Tucci (2006) afirma que o desenvolvimento urbano acelerou a partir da segunda metade do século XX, provocando concentração da população em pequenos espaços, impactando os ecossistemas terrestre e aquático e a própria população com inundações, doenças e perda de qualidade de vida.

No Brasil, assim como na maioria dos países subdesenvolvidos, o processo de desenvolvimento urbano ocorreu de maneira rápida e em boa parte de maneira desordenada. De acordo com o relatório das Nações Unidas (2007), a projeção é de que em 2050 a população urbana brasileira seja 93,60 % do total da população nacional. Tal fato tem alta probabilidade de se concretizar, pois segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE em 2010 esse percentual já era cerca de 85,00 %, tornando essa parcela quase estável. Tal fenômeno é representado na Figura 1, que mostra como a passagem da população do meio rural para o urbano no Brasil aconteceu de maneira rápida e cresceu mais lentamente a partir do ano 2000.

Figura 1: Evolução do grau de urbanização no Brasil, 1960 - 2010.



Fonte: IBGE, Censos demográficos de 1960, 1970, 1980, 1991, 2002 e 2010.

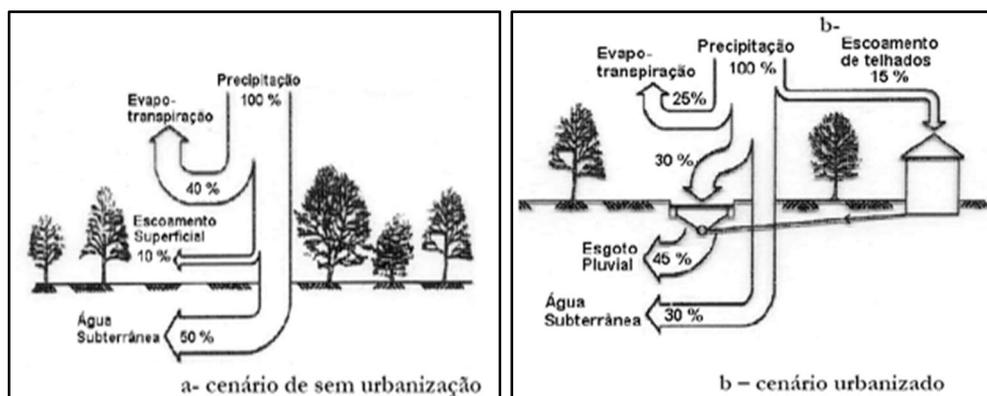
A busca por residências ainda é intensa nos centros urbanos que ainda apresentam capacidade de expansão territorial urbana, como é o caso de algumas cidades metropolitanas do Nordeste, principalmente quando comparadas a cidades de outras regiões do país. De acordo

com o IBGE (2017), no ano 2015 João Pessoa tinha 77,33 % da área de sua área total (211,475 km<sup>2</sup>) urbanizada e desse total, 91,07% é considerada densamente povoada.

Além dos impactos positivos, como melhorias na saúde e educação, a população que reside em áreas urbanas sofre com os impactos negativos ligados às infraestruturas responsáveis pela drenagem urbana, podendo-se destacar: falta de coleta e tratamento adequado de esgoto; falta de drenagem urbana; ocupação de leitos de rios; impermeabilização do solo, canalização de rios urbanos; e deterioração da qualidade da água (TUCCI, 2006).

Os efeitos negativos oriundos da transformação de um ambiente natural para um urbanizado de forma desorganizada atingem o ciclo hidrológico, sobretudo nas quantidades de água movimentadas pelos processos. Percebe-se, principalmente, o aumento da quantidade de água escoada superficialmente, a diminuição da quantidade que infiltra no solo e a diminuição da quantidade que é armazenada naturalmente por depressões no terreno e pela vegetação. Estas variações de volume são esquematizadas na Figura 2 a seguir (Tucci, 2006).

Figura 2: Ciclo hidrológico em um ambiente natural (a) e urbanizado (b).



Fonte: Tucci, 2006.

Tassi (2002) destacou resumidamente os principais impactos resultantes do desenvolvimento oriundo da urbanização sobre os processos hidrológicos, sendo eles: aumento dos volumes escoados, acréscimo da frequência e vazões extremas; redução da infiltração; redução do tempo de pico dos hidrogramas; e perda da capacidade de armazenamento. Ademais, existe também o aumento das temperaturas médias, existência de ilha de calor nos centros urbanos e aumento dos sedimentos transportados junto ao escoamento superficial. Percebe-se também o aumento da frequência e magnitude de cheias, tornando-se um problema crônico e ocorrendo em eventos chuvosos de baixa intensidade (MELO, 2007).

## 2.2 Evolução dos sistemas de drenagem urbana

### 2.2.1 Sistema de drenagem urbana tradicional

O sistema de drenagem urbana foi originado com o objetivo de evacuar as águas pluviais de uma área para se evitar danos locais, sendo tal sistema formado por caixas coletoras ligadas a tubulações subterrâneas, geralmente de concreto, que têm como objetivo coletar e transportar as vazões geradas nas áreas urbanas até outros locais (Souza *et al.*, 2007; Silva, 2011).

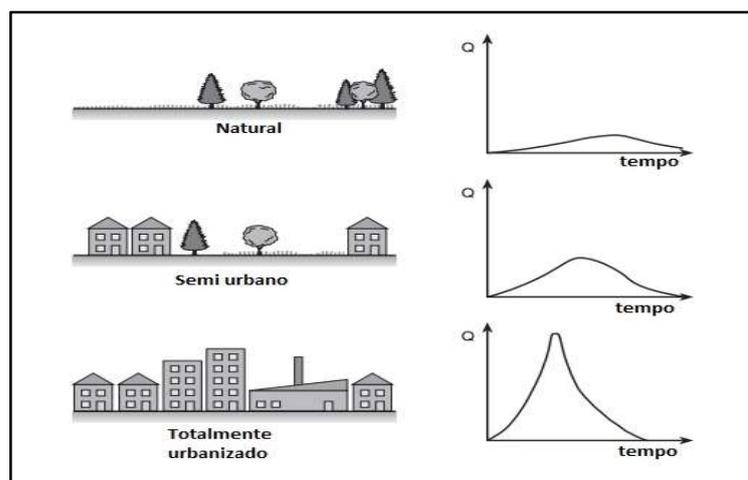
O sistema tradicional de drenagem urbana é dividido em microdrenagem, que é parte formada pelo conjunto de elementos como, por exemplo, meios-fios, sarjetas, bocas de lobo, galerias e poços de visitas, que são responsáveis por coletar e escoar a água em nível de loteamento ou rede, e macrodrenagem, que é composta por canais naturais e por estruturas artificiais implantadas para retificar e aumentar a capacidade de descarga da água escoada superficialmente (Miguez *et al.*, 2016; Baptista *et al.*, 2005; IPH, 2005).

Em áreas urbanas, a prática de engenharia de drenagem tradicionalmente implantada é aquela que prioriza a simples transferência de escoamento, produzindo impactos significativos nas áreas ocupadas e nos corpos hídricos, entre eles vale ressaltar o aumento da frequência e intensidade das enchentes (Lindoso *et al.*, 2014).

A magnitude e a frequência de eventos como enchentes e inundações aumentam em razão da impermeabilização do solo e da construção e/ou ampliação de rede de condutos pluviais, visto que as soluções clássicas sempre são baseadas em ações como aprofundar a calha do canal, alterar a geometria da seção transversal, inserir condutos paralelos e reduzir a rugosidade dos canais (Tucci, 2006; Drumond, 2012).

Aliando os impactos causados pela urbanização sobre a hidrologia local com a implantação de estruturas para drenagem de água nessas novas áreas urbanas, percebem-se as seguintes alterações nos hidrogramas da área que foi modificada: aumento do volume escoado superficialmente; aumento do pico de vazão e adiantamento do momento em que este ocorre. A Figura 3, apresenta a variação dos hidrogramas de acordo com a ocupação e uso do solo e da implantação de estruturas que seguem o modelo tradicional.

Figura 3: Variação dos hidrogramas em função das modificações no uso do solo.



Fonte: adaptado de BUTLER e DAVIES, 2000.

A partir da ineficiência em alguns casos e dos problemas causados a jusante, foi iniciada a partir do final do século passado uma nova abordagem sobre a drenagem urbana. Tucci (2006) apresentou de maneira esquemática as fases relacionadas à evolução das soluções adotadas para a drenagem urbana, especificando suas principais características e consequências.

Os objetivos, as características e as consequências da drenagem urbana foram alteradas com o passar do tempo, passando de um sistema que se preocupava apenas com a coleta, transporte e descarga de efluentes domésticos junto com as águas pluviais, para um sistema que considerava o ambiente como um sistema e passou a abordar a drenagem de águas pluviais como um importante ponto da infraestrutura das cidades. Essa fase busca preservar os caminhos naturais do escoamento e prioriza a infiltração e o armazenamento. O Brasil ainda está na fase higienista, visto que apenas 43% da população tem o esgoto coletado e tratado e a maioria das obras de drenagem urbana não preza pelo controle das águas pluviais (Tucci, 2006; ANA, 2017).

### 2.2.2 Sistemas alternativos de drenagem

As mudanças sobre a drenagem urbana de águas pluviais foram iniciadas a partir do momento em que se percebe que as ações que buscavam desenvolvimento urbano, incluindo a drenagem urbana, estavam diretamente ligadas à problemas como, por exemplo, alagamentos e enchentes, pois a maioria dessas não conserva as relações naturais existentes entre solo, água e vegetação. A nova abordagem propõe soluções que sanem ou mitiguem os impactos negativos da urbanização e do sistema tradicional de drenagem sobre a hidrologia da bacia hidrográfica,

possibilitando que novas áreas urbanas não sofram com os mesmos problemas. A criação de sistemas alternativos tem como base o conceito de desenvolvimento sustentável, termo que surgiu no Relatório de Brundtland (1987) e que é definido basicamente como a tentativa de desenvolvimento que atenda às necessidades da geração atual sem comprometer as das gerações futuras, buscando assim melhorar a qualidade da vida da população e a conservação ambiental (Tucci, 2006; Barbosa, 2008).

Alguns países da Europa, da América do Norte, assim como a Austrália e o Japão iniciaram estudos e projetos alternativos que tratassem a drenagem urbana de maneira sustentável a partir de 1970. Tais alternativas devem ser integradas à infraestrutura das cidades, compreendendo desde o desenho da malha urbana, zoneamento de atividade, rede viária de transportes e os demais serviços de saneamento, justificando assim que a drenagem necessita ser planejada junto com o meio e com os serviços presentes, principalmente com serviços de saneamento básico (PROSAB, 2009; Silva, 2013).

Porém foi só a partir de 1990 que se constatou uma evolução significativa das medidas sustentáveis, visto que desde então as alternativas propostas buscam não só a redução dos picos de vazão, mas também a infiltração e o tratamento do volume escoado superficialmente através de planos de infiltração, pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração, biorretenção, telhados verdes entre outros (Tucci e Meller, 2007). Atualmente estas alternativas são mais difundidas e estudadas em conjunto, como, por exemplo, o estudo realizado por Behiense (2013), que avaliou a eficiência de técnicas compensatórias em diferentes cenários, utilizando dispositivos de infiltração e de armazenamento temporário separados e integrados.

O controle das águas pluviais a partir de tais medidas são variantes do conceito de Melhores Práticas de Gestão (BMP's – *Best Management Practices*), sendo tal controle denominado de Sistema Alternativo de Drenagem ou Técnicas Compensatórias, que por vez é baseado nos princípios do Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto (LID – *Low Impact Development*), que tem buscado atingir paisagens hidrológicas de modo que o comportamento seja o mais similar ao natural, pois tenta controlar volume, frequência e qualidade do escoamento superficial (Almeida, 2014).

As técnicas compensatórias são classificadas de acordo com a natureza das mesmas, podendo ser estruturais ou não estruturais. Medidas estruturais são ações corretivas por meio de obras de engenharia que visam diminuir e controlar o escoamento de águas pluviais no meio urbano; e medidas não-estruturais são leis, normas ou medidas que colaborem com a população

e gestores de como devem agir, seja por meio de instruções, sistemas de alertas e educação ambiental (Silva, 2016).

Tucci (2006) classifica as medidas estruturais de controle do escoamento de acordo com as ações na bacia hidrográfica da seguinte maneira:

- Distribuídas ou na fonte: controla as vazões geradas por lote, praças e passeios;
- Microdrenagem: estruturas projetadas para controlar as vazões oriundas de um ou mais loteamentos; e
- Macrodrenagem: responsáveis por controlar as vazões que ocorre nos trechos de riachos e rios que atravessam centros urbanos.

As medidas estruturais podem também ser divididas em dois grandes grupos, um que privilegia o armazenamento e a retenção da vazão escoada superficialmente usando estruturas como reservatórios para controlar o escoamento superficial; e outro que foca no aumento da quantidade de água infiltrada com o intuito de diminuir os volumes escoados (MIGUEZ *et al.*, 2016).

De acordo com Lindoso e Buncher (2014), no início da década de 1980 já existiam nos EUA projetos sendo desenvolvidos pela Agência de Proteção Ambiental (*Environmental Protection Agency – EPA*), utilizando conceitos das *Best Management Practices - BMPs*, que focavam na não transferência dos problemas gerados pela urbanização e pelo sistema de drenagem tradicional por meio de técnicas que controlassem e/ou diminuíssem o escoamento na fonte.

Mesmo com a evolução e eficiência das técnicas compensatórias, o uso apenas das mesmas pode não ser suficiente, é necessário que medidas não estruturais também sejam implantadas, garantindo que haja fiscalização e eficiência, além de evitar prejuízos. Mesmo com o crescente aumento no número de estudos, nacionais e internacionais, que podem servir de base para tomadas de decisões sobre a drenagem urbana, sobretudo para criação leis sobre o tema, algumas cidades, como a capital do Estado da Paraíba, ainda não apresentam normas específicas para drenagem urbana, obedecendo basicamente a legislação nacional. A dificuldade de implantar leis sobre a drenagem urbana é decorrente da falta da capacidade de municípios enfrentarem problemas complexos e interdisciplinares, ou seja, conciliar as opiniões entre o poder público, pesquisadores acadêmicos e população sobre a implantação de técnicas compensatórias de drenagem na realidade nacional (Barbosa, 2006; Tucci, 2006; Silva, 2016).

Buscando estudar os efeitos do controle na fonte do escoamento superficial, o presente trabalho foca na técnica de armazenamento através de microrreservatórios, sendo estes

dimensionados para controlar o escoamento gerado em partes impermeáveis de áreas de lotes residenciais de um determinado empreendimento. Sendo apresentadas a seguir algumas características da técnica e da aplicação de microrreservatórios.

### **2.3 Microrreservatórios de Detenção**

Os reservatórios de detenção são responsáveis por armazenar temporariamente a água captada por áreas impermeáveis a partir de precipitações, simulando assim o armazenamento natural que ocorria antes da urbanização e conseqüentemente atenuando os picos dos hidrogramas. Quando dimensionados para controlar as vazões geradas por lotes residenciais ou parte deles são chamados também de microrreservatórios. O volume que é armazenado pode ainda ser utilizado para usos não potáveis, como combate a incêndios, limpeza de pisos e irrigação de jardins. (Cruz *et al.*, 1998; Bahiense, 2013; Míguez *et al.* 2016).

Os microrreservatórios podem ser construídos em formatos retangulares ou cilíndricos, podendo também serem abertos ou fechados, superficiais ou enterrados parcialmente ou totalmente e construídos com diferentes materiais, como concreto, alvenaria, metal, fibrocimento e acrílico. Contendo um descarregador de fundo que tem como objetivo limita a vazão de saída do mesmo, e por vezes um vertedor para situações em que as vazões ultrapassem em volume as de projeto (Drumond, 2012).

Os reservatórios são classificados ainda quanto as suas posições em relação a drenagem. São denominados on-line quando são instalados em série e off-line quando são dispostos paralelamente ao canal. As diferenças entre os dois tipos de microrreservatórios são referentes ao tempo de armazenamento, sendo maior nos dos tipos off-line, e a qualidade da água, onde os do tipo off-line reservam águas menos poluídas que os on-line (Nakazone, 2005; Tassi, 2002).

Segundo o Programa de Pesquisa em Saneamento Básico - PROSAB (2009), a partir da construção de microrreservatórios em determinados pontos da rede de drenagem pluvial é possível corrigir problemas de insuficiência do sistema de drenagem implantado, preservando a utilização da rede já existente. Porém, tais estruturas quando adotadas para controlar as vazões de parte dos lotes reduzem apenas parte dos impactos promovidos pela urbanização, visto que ainda restam as vazões geradas pelas ruas, calçadas e áreas públicas.

Alguns pesquisadores estudaram os efeitos dos microrreservatórios aplicados isoladamente ou distribuídos em lotes, sendo alguns deles apresentados a seguir:

- Tassi (2002) realizou um estudo que avaliou os impactos de microrreservatórios distribuídos por lotes em uma bacia hipotética, para controlar as vazões geradas nestes,

garantindo que a vazão de saída seria igual à encontrada no cenário de pré-urbanização. Simulando eventos com tempos de retorno de 5 e 10 anos e duração de uma hora, obteve níveis de eficiência na ordem de 50 a 70% e concluiu que se aumentasse a vazão de saída dos lotes em até 3 vezes a vazão de pré-urbanização o nível de eficiência seria da mesma ordem;

- Drumond (2012) simulou o funcionamento de microrreservatórios com volumes de 1,08 m<sup>3</sup> e descarregadores no fundo inferiores a 75 mm em lotes residenciais usando chuvas com tempo de retorno de 10 anos e durações de 10 e 30 minutos. O autor verificou que houve redução de 50% da vazão de pico em relação ao cenário sem tais estruturas de controle no cenário que simulou a vazão de saída igual a encontrada quando a área era natural e que se aumentasse o valor da vazão restritiva os desgarradores de fundo seriam maiores;
- Bahiense (2013) pesquisou várias técnicas de controle de escoamento superficial, entre elas a implantação de reservatórios de detenção em lotes residenciais para controlar as vazões de áreas impermeáveis dos mesmos para que a vazão de saída fosse igual à do cenário antes da urbanização. Usando chuvas de projetos sintéticas obtidas pela curva IDF da região de Campo Grande – RJ, com tempo de retorno de 10 e 25 anos e com durações de até 230 minutos e obteve uma redução de 19% da vazão total máxima na rede de drenagem;
- Silva e Cabral (2014) avaliaram a atenuação das vazões de pico a partir da aplicação de reservatórios de detenção em lote, em logradouros e em um para toda bacia. Para simulação realizada utilizando reservatórios em lotes foi verificado que tal técnica era eficiente, visto que se reduziu em mais de 40 % os valores de vazões máximas; já para a simulação que usou as áreas dos logradouros a eficiência foi de 60 % na redução das vazões afluentes ao canal; e na simulação que se dimensionou um reservatório para toda a bacia se constatou que foi reduzido em mais de 80% as vazões afluentes ao canal;
- Silva (2016) analisou a influência de microrreservatórios em um loteamento e seus efeitos em escala de bacia. A autora dimensionou os reservatórios para que a vazão de saída destes fossem iguais às encontradas antes da urbanização e utilizou chuva de projeto com tempo de retorno de 10 anos e duração de 90 minutos para dimensionar as estruturas. A partir de simulações com chuvas com 10 anos de tempo de retorno e durações variando entre 5 e 480 minutos a pesquisadora concluiu que o uso de

microrreservatórios era uma boa opção para reduzir as vazões de pico, pois foram obtidos valores superiores a 44% na atenuação das vazões máximas em escala de bacia.

É possível perceber a partir dos estudos analisados a comprovação da capacidade de amortecimento dos microrreservatórios e da distribuição deles em lotes quanto ao amortecimento dos hidrogramas, porém percebe-se também a dificuldade de alcançar dimensões práticas dos mesmos.

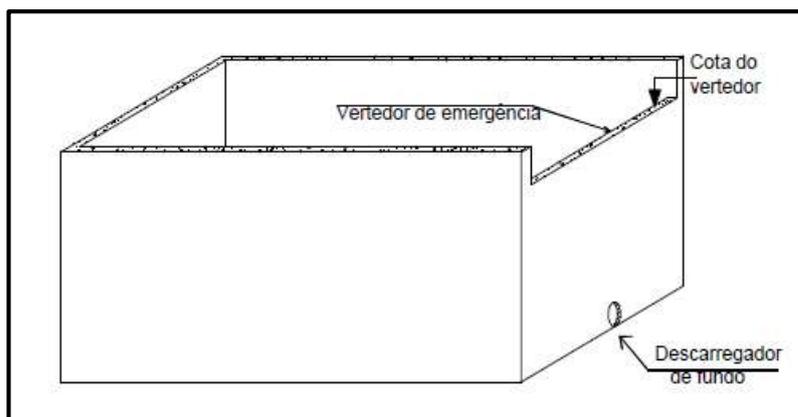
Porém, além de restaurar a capacidade de armazenamento natural perdida após o desenvolvimento e de não transferir problemas a jusante, o uso de microrreservatórios em lotes apresenta outras vantagens, como, por exemplo, aceitação e beneficiamento entre as partes envolvidas, visto que a responsáveis pelos custos e manutenção são também favorecidos, melhoramento da qualidade da água escoada e flexibilidade de construção. Porém, existem também algumas desvantagens, podendo-se citar: regulamentos inadequados, critérios simplificados, áreas mais baixas da bacia podem não ser favoráveis ao uso de microrreservatórios, manutenção e pouca eficiência na redução de poluentes e economicamente (O'Loughlin *et al.*, 1995 apud Silva, 2016).

Para garantir o funcionamento eficiente dos microrreservatórios e das propostas da drenagem sustentável sobre as redes de drenagem e nas bacias hidrográficas tais estruturas devem ser dimensionadas adotando uma série de critérios indicados a seguir.

### **2.3.1 Critérios para Dimensionamento de Microrreservatórios**

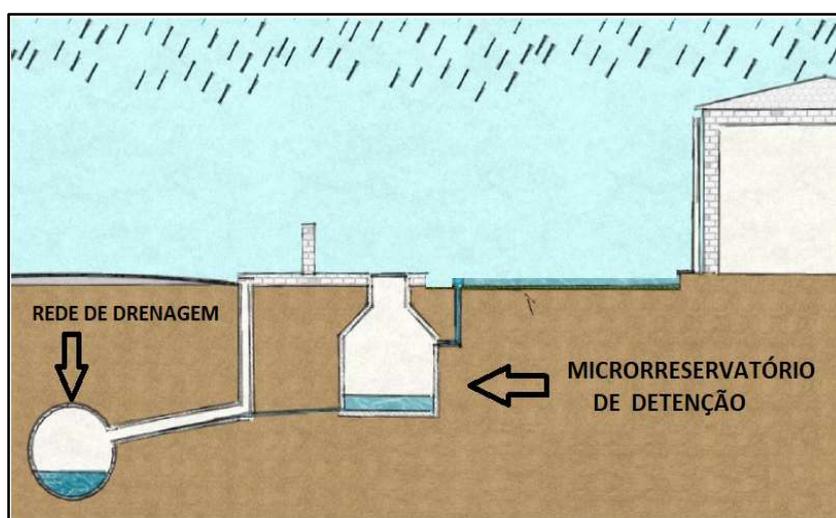
O funcionamento de um microrreservatório em lotes funciona da seguinte maneira: a água captada nas áreas impermeáveis é direcionada por uma tubulação para o reservatório, tendo este um volume capaz de suportar as vazões recebidas e em um nível inferior uma tubulação responsável por controlar a vazão de saída. O princípio do funcionamento do armazenamento é a utilização de um orifício de saída pequeno o suficiente para garantir a vazão máxima de saída sempre será menor que a vazão máxima afluente. As Figuras 4 e 5 mostram um exemplar de microrreservatório e o funcionamento (Tassi, 2002; Drumond, 2012).

Figura 4: Layout de um microrreservatório aberto.



Fonte: Tassi, 2002.

Figura 5: Esquema de funcionamento de um microrreservatório enterrado.



Fonte: adaptado de BAHIENSE, 2013.

O dimensionamento de um microrreservatório é baseado em dois aspectos: a vazão máximas de saída que se pretende lançar na rede pública de drenagem e no volume necessário para armazenar temporariamente a quantidade de água obtida entre os hidrogramas de entrada e saída (Drumond, 2012).

- *Determinação da vazão de saída*

A vazão de saída dos lotes pode ser definida por legislações, como ocorre Porto alegre - RS, que tem a vazão máxima determinada em menor ou iguala 20,8 L/s.ha. A vazão de saída dos microrreservatórios pode ainda ser determinada para que seja igual a vazão que ocorria antes da urbanização, sendo essa obtida por métodos como o Método Racional ou pelo Método

do Hidrograma Unitário do SCS. É possível ainda determinar o quanto se quer amortecer da vazão máxima, ou seja, diminuir um determinado percentual do pico de vazão da vazão gerada pela área impermeável, podendo basear a vazão de saída também na capacidade que o sistema de drenagem a jusante pode suportar (Tassi, 2002, IPH, 2005; Porto Alegre, 2006; Drumond, 2012).

Determinar a vazão de saída é essencial para escolha das dimensões do orifício de descarga e, conseqüentemente, do volume. Ainda de acordo com o IPH (2005) a vazão de saída, que ocorre pelo descarregador de fundo do microrreservatório, é obtida em função da carga hidráulica, portanto depende da altura da linha d'água armazenada.

Em alguns estudos realizados, a dimensão do orifício analisado é muito pequena, quando comparada com as tubulações encontradas no mercado, sendo muito diferente de dimensões de tubulações adotadas na prática. Por exemplo, Tassi (2002) usou diâmetros entre 1,5 cm e 3,0 cm e Drumond (2012) utilizou valores menores que 75 mm, para que as vazões de saída dos microrreservatórios fossem similares as determinadas pelas legislações, que determinavam que estas deveriam ser similares às encontradas antes da urbanização.

- *Determinação do volume de armazenamento*

Algumas legislações voltadas para drenagem urbana determinam o volume dos reservatórios de acordo com o tamanho da área impermeável de cada lote. Por exemplo, o município do Rio de Janeiro, através do Decreto nº 23.940 de 2004 determina a implantação de reservatórios que controlem a vazão gerada para lotes que possuam área impermeável maior que 500 m<sup>2</sup> e que o volume do mesmo deve ser determinado por:

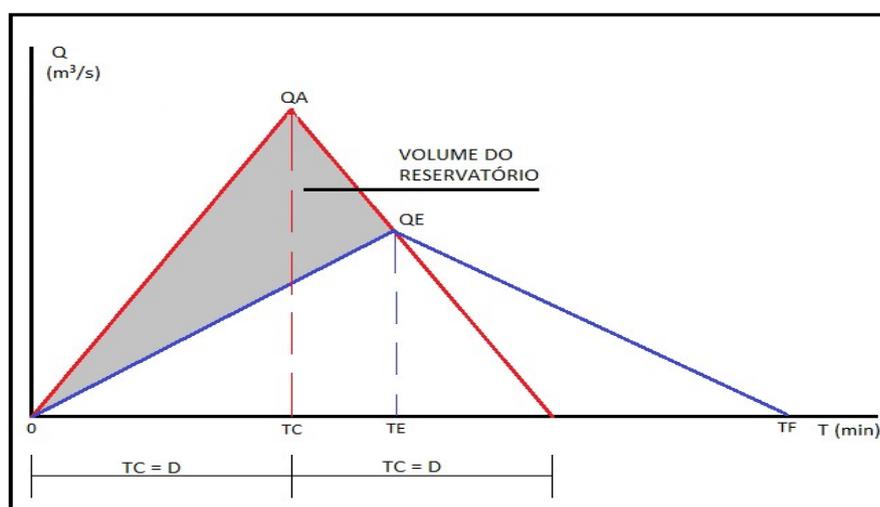
$$V = k \cdot A \cdot h \quad (\text{Eq. 2.0})$$

Sendo: V: o volume em m<sup>3</sup>; k: o coeficiente de abatimento igual a 0,15; A: a área impermeável do lote em m<sup>2</sup>; e h: a altura da chuva, em metros, variando de acordo com a área onde se localiza o lote.

Além do Rio de Janeiro, outros municípios do país já apresentam legislações que determinam o volume que os reservatórios devem ser dimensionados, usando alguns critérios como área impermeável e declividade, sendo eles: Porto Alegre - RS, Osasco - SP, Sorocaba - SP, São José do Rio Preto - SP, Belo Horizonte - MG e Curitiba - PR (Drumond, 2012; Silva, 2016).

Em casos onde não existe ainda legislação como as citadas anteriormente o volume do reservatório é determinado por métodos que são baseados na relação entre o hidrograma afluente (Vazões de entrada - QA) e o hidrograma efluente (Vazões de saída - QE), determinando-se o volume pela diferença entre eles, como mostrado na Figura 6. O Método de Puls é indicado para o dimensionado de microrreservatórios e se destaca por ser um dos métodos mais utilizados em trabalhos práticos, sendo um método conceitual, centrado nas relações de armazenamento e que considera em sua formulação os processos dinâmicos envolvidos (IPH, 2005; Drumond, 2012).

Figura 6: Hidrograma Afluente (QA) e Efluente (QE).



Fonte: Secretaria Municipal de Desenvolvimento de Belo Horizonte, 2013.

### 2.3.2 Método de PULS

O Método de Puls apresenta as seguintes vantagens: adaptado a uma grande gama de problemas e de permitir a simulação dinâmica de enchimento das estruturas e do funcionamento das bacias controladas (PROSAB, 2009).

O princípio da conservação de massa fundamenta o Método de Puls através da aplicação da Equação da Continuidade (Equação 2.1), como apresentada a seguir:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (\text{Eq. 2.1})$$

sendo  $S$ : Volume armazenado no reservatório ao longo do tempo  $t$  ( $\text{m}^3$ );  $I$ : Vazão de Entrada ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $Q$ : Vazão de Saída ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

Considerando que as variações nas vazões de entrada e de saída durante um intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) são funções lineares, a Equação da Continuidade pode ser escrita da seguinte maneira (Equação 2.2),:

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

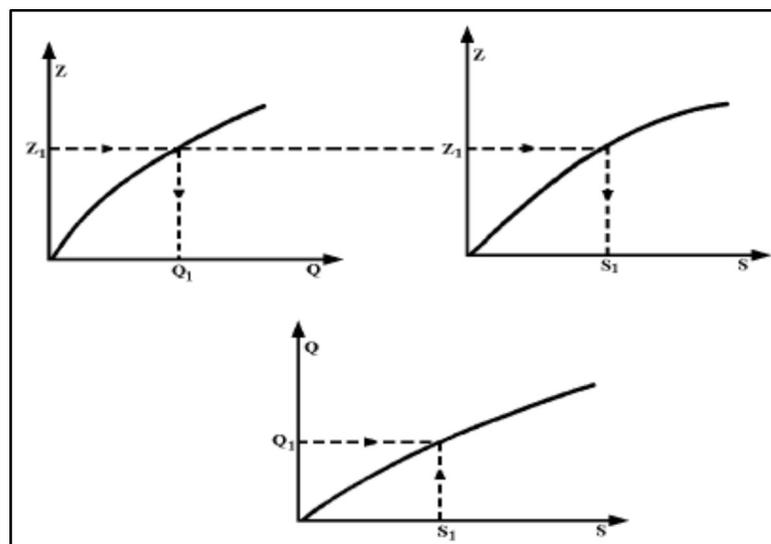
sendo  $I_t$  e  $I_{t+1}$  as vazões de entrada no reservatório no tempo  $t$  e  $t + 1$ ;  $Q_t$  e  $Q_{t+1}$  as vazões de saída no reservatório no tempo  $t$  e  $t + 1$ ; e  $S_t$  e  $S_{t+1}$  a quantidade de água armazenada nos tempos  $t$  e  $t + 1$ .

Os primeiros valores de vazão de saída ( $Q_t$ ) e de armazenamento ( $S_t$ ) são conhecidos por serem as condições iniciais do sistema, já  $Q_{t+1}$  e  $S_{t+1}$  são incógnitas. Logo, a Equação 2.2 pode ser organizada, fazendo com que os valores desconhecidos fiquem na primeira parcela, como apresentado a seguir na Equação 2.3:

$$Q_{t+\Delta t} + \frac{2S_{t+\Delta t}}{\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Porém, ainda existem duas incógnitas na equação. A resolução é obtida através de equações auxiliares, conseguindo assim o hidrograma de saída do microrreservatório. De acordo com o IPH (2005), utilizando as relações Cota x Armazenamento e Cota x Vazão de Saída é obtida a primeira função. Associando as funções  $Z = f(S)$  e  $Q = f(Z)$ , determina-se uma relação Vazão x Armazenamento e conseqüentemente construir a equação auxiliar  $Q = f(S)$ , como apresentado na Figura 7 a seguir:

Figura 7: Curvas das funções de armazenamento: Cota x Armazenamento, Cota x Vazão de saída e Vazão de saída x Armazenamento.



Fonte: IPH, 2005.

A segunda função auxiliar é obtida a partir da relação vazão  $x$  armazenamento, descrita pela expressão:

$$Q = f\left(\frac{2S}{\Delta S} + Q\right) \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Franco (2004) e Lopes (2017) descreveram os passos do algoritmo do Método de Puls para o dimensionamento de microrreservatórios, sendo eles:

- Passo 1: determinar as dimensões iniciais para o reservatório;
- Passo 2: determinar o valor inicial de armazenamento ( $S_0$ ) e encontrar, com a primeira função auxiliar, o valor inicial de vazão de saída ( $Q_0$ );
- Passo 3: calcular o valor do segundo membro da Equação 2.3, visto que tais variáveis são conhecidas;
- Passo 4: usando a segunda função auxiliar (Equação 2.4), obter os valores  $Q_{t+\Delta t}$  e  $S_{t+\Delta t}$ ;
- Passo 5: repetir os passos 2 e 3, visto que se conhece os valores nos instantes de tempo  $t + \Delta t$ ; e
- Passo 6: comparar os hidrogramas de saída com o que se deseja alcançar. Em seguida, se necessário, realizar ajustes nas dimensões do reservatório simulado até que o hidrograma de saída seja semelhante ao desejado.

## 2.4 Modelagem hidrológica

Os modelos de simulação hidrológica surgiram em meados de 1970, sendo desenvolvidos inicialmente pelas agências governamentais dos EUA e podem ser definidos como uma representação matemática do fluxo de água e seus constituintes sobre alguma parte da superfície terrestre, podendo então gerar hidrogramas de cheia resultantes de precipitações (Silva, 2016; Rennó e Soares, 2003).

Diversas são as aplicações da modelagem hidrológica em estudos de planejamento e dimensionamento da drenagem urbana seja para verificação da capacidade do sistema atual de drenagem, para determinação de descargas máximas de cheias em diferentes cenários de ocupação ou para dimensionamento e verificação de alternativas de intervenções propostas para o controle de cheia. Porém, o uso de modelos hidrológicos e de resultados consistentes através

destes na gestão da drenagem urbana depende da disponibilidade de dados de boa qualidade sobre avaliada (FCTH, 2012, Garcia e Paiva, 2004).

Atualmente, são vários os modelos hidrológicos disponíveis, e as principais diferenças entre eles são: as equações que regem os processos físicos; os parâmetros de entrada; a capacidade de simulação; a proposta de utilização; e as limitações dos mesmos.

Drumond (2012) cita que os programas de simulação hidrológica mais utilizados são os fornecidos de forma gratuita, como os modelos HEC-HMS e HEC-RAS, desenvolvidos pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA, o modelo ABC-6, desenvolvido pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e o modelo IPH-S1, desenvolvido pelo instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Entre os modelos criados ao longo do tempo e disponibilizados gratuitamente um que tem sido bastante utilizado em estudos recentes é o SWMM – *Storm Water Management Model*. Tal modelo é disponibilizado originalmente pelo site da *USEPA - United States Environmental Protection Agency* e é constantemente atualizado pela própria agência que o criou e por outras instituições, como universidades e órgãos públicos, devido à disponibilização do mesmo junto com o código de programação aberto. A partir de tais atualizações são adicionadas ferramentas que possibilitam a melhoria e a integração com outros softwares, como o trabalho conjunto com softwares de Sistemas de Informações Geográficas – SIG (PROSAB, 2009).

#### **2.4.1 SWMM - Storm Water Management Model**

O SWMM é um modelo chuva-vazão que simula a quantidade de escoamento superficial e é bastante utilizado para cálculos relacionados à drenagem em áreas urbanas, podendo ser utilizado para simulação de um único evento chuvoso ou para uma simulação contínua de longo prazo com vários eventos de precipitação. O modelo foi desenvolvido em 1971 pela *Environmental Protection Agency – EPA*. A tradução da versão do modelo utilizada na presente pesquisa foi realizada pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento – LEHNS, pertencente ao departamento de Engenharia Civil e Ambiental, do Centro de Tecnologia, da Universidade Federal da Paraíba (Rossman,2012).

O PROSAB (2009) apresentou os principais objetivos da utilização do SWMM, destacando os seguintes: dimensionamento do sistema de drenagem urbana para controle de alagamentos; avaliação de uso de sistemas de retenção de cheias e proteção da qualidade das águas; análise do efeito de medidas compensatórias; análise qualitativa no sistema devido ao carreamento de poluentes; entradas de esgoto e de outras fontes pontuais externas ao sistema

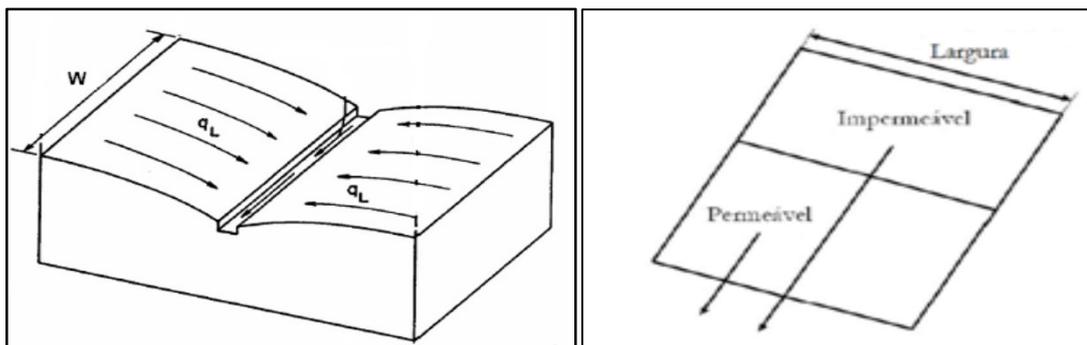
de águas pluviais; e a análise da concentração de poluentes no tratamento das águas em reservatórios e por meio de processos naturais em galerias e canais.

O modelo funciona a partir da entrada de uma variável principal, no caso a precipitação pluviométrica, e outras secundárias que correspondem à característica da área estudada, como inclinação, dimensões, permeabilidade, rede de drenagem e unidades de armazenamento, sendo possível na sequência visualizar os resultados de diferentes maneiras (Rossman,2012).

#### 2.4.1.1 Simulação do escoamento Superficial

Conceitualmente, o SWMM considera a área da bacia como o formato retangular, assim na representação do modelo a área terá um comprimento qualquer e uma largura ( $W$ ), sendo este  $W$  perpendicular ao sentido do escoamento ( $q_L$ ), e uma inclinação  $S$ . As sub-bacias podem ainda ser divididas em áreas permeáveis e impermeáveis (Figura 8).

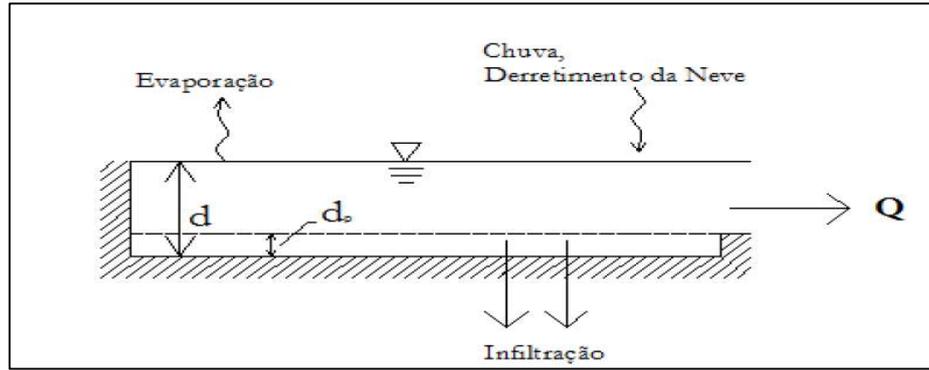
Figura 8: Representação conceitual de sub-bacias no modelo SWMM.



Fonte: Rossman, 2010 modificado por LENHS, 2012.

O modelo considera também que cada sub-bacia se comporta como um reservatório não-linear e que estes possuem uma certa capacidade de armazenamento que depende do fluxo de entrada a precipitação ( $i$ ), e do fluxo de saída, representado por: infiltração ( $f$ ), evaporação ( $e$ ) e escoamento superficial ( $q_L$ ) (Figura 9). A variação volume armazenado em relação ao tempo é calculada pela diferença dos fluxos de entrada e de saída (Rossman e Huber, 2016).

Figura 9: Visão conceitual do escoamento no SWMM



Fonte: Rossman, 2012.

Considerando o que foi mencionado anteriormente sobre as sub-bacias, o modelo utiliza a equação do balanço hídrico para determinar a variação da lâmina d'água na sub-bacia em relação ao tempo, sendo determinada pela Equação da continuidade (Equação 2.5). Neste estudo a parcela referente a evaporação e derretimento de neve foram desconsideradas, visto que a evaporação representa uma quantidade insignificante de água movimentada nos eventos chuvosos analisados e o derretimento de neve por ser um fenômeno inexistente na região estudada.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - q_L \quad (\text{Eq. 2.5})$$

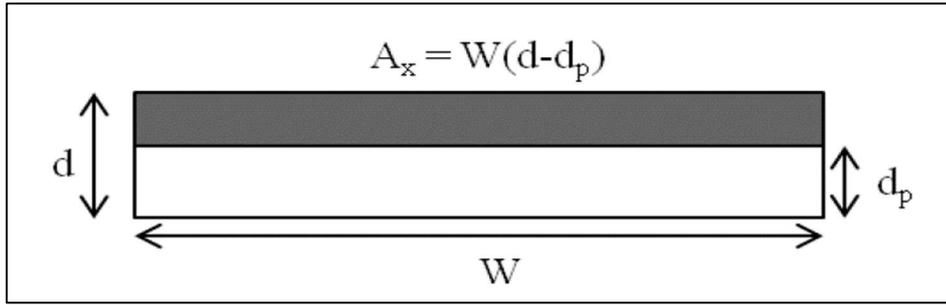
sendo:  $d$  a lâmina de água sobre o reservatório (mm);  $i$  a intensidade de precipitação (mm/h);  $f$  a taxa de infiltração (mm/h);  $q_L$  a vazão específica (m/s).

O modelo considera que o escoamento superficial só ocorre quando a capacidade de armazenamento na superfície ( $dp$ ) é superada, e que este se aproxima a um fluxo uniforme de altura  $d-dp$  em um canal retangular de largura  $W$  e declividade constante. Logo, o escoamento superficial é determinado pela Equação de Manning (Equação 2.6), dada por:

$$Q = \frac{S^{\frac{1}{2}} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot A_x}{n} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

sendo:  $Q$  o Escoamento superficial ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $S$  a Declividade média (m/m);  $R_h$  o Raio hidráulico (m),  $R_h = A/P$ ;  $A_x$  a Área transversal ao escoamento do canal ( $\text{m}^2$ ),  $n$  o coeficiente de rugosidade de Manning.

Figura 10: Seção transversal do canal.



Fonte: Lopes, 2017

A área transversal do canal é dada por  $A_x = W(d - dp)$  e o perímetro molhado ( $P$ ) é  $P = W + 2(d - dp)$ , como mostra a Figura 10. O modelo assume também que  $W$  é extremamente maior que  $(d - dp)$ . Fazendo as referidas substituições, a Equação 2.6 pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$Q = \frac{WS^{1/2}}{n} (d - dp)^{5/3} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Considerando que a vazão específica ( $q_L$ ) é dado por  $q_L = Q/A$ , tem-se:

$$q_L = \frac{Q}{A} \therefore q_L = \frac{WS^{1/2}}{nA} (d - dp)^{5/3} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Observando que o termo  $\frac{WS^{1/2}}{nA}$  é uma constante, obtém-se:

$$q_L = \alpha (d - dp)^{5/3} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Substituindo a Equação 2.9 na Equação 2.5, encontra-se a equação governante de escoamento no SWMM, como apresentado a seguir na Equação 2.10

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - \alpha (d - dp)^{5/3} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Sabendo as taxas de infiltração e precipitação são constantes conhecidas, adota-se  $Ie = i - f$ , fazendo com que a equação governante seja expressa da seguinte maneira:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = Ie - \alpha (d - dp)^{5/3} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Quando  $d \leq dp$ , o escoamento por unidade de área é nulo, e quando  $d > dp$ , o escoamento por unidade de área é dado por  $q_L = \alpha (d - dp)^{5/3}$ , representando que só existirá

escoamento superficial quando a lâmina de água no reservatório for superior a capacidade de armazenamento superficial.

- *Determinação da Infiltração*

De acordo com Silva (2016), o SWMM permite calcular a infiltração, processo em que a água penetra a zona não saturada do solo da área permeável da sub-bacia, a partir dos seguintes métodos: Equação de Horton, pelo modelo Green-Ampt e pelo Método SCS.

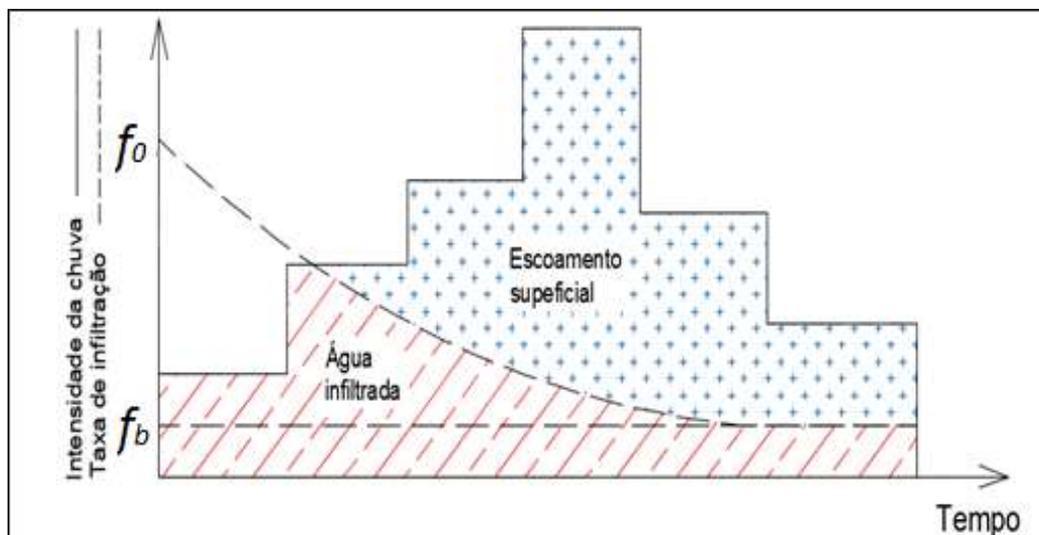
O Método de Horton é baseado em equações empíricas, mostrando que a capacidade de infiltração decresce exponencialmente desde um valor máximo ( $f_0$ ) que ocorre no início do processo até um valor mínimo ( $f_b$ ) ao longo do evento de precipitação. De acordo com método, a equação (Equação 2.12) utilizada para calcular a infiltração é válida quando a quantidade de água no solo é superior à sua taxa de infiltração, e assim a parcela de água que não infiltra é transformada em escoamento superficial, como a Figura 11 mostra a seguir (Miguez *et al.*, 2016).

A Equação de Horton é representada da seguinte maneira:

$$f(t) = f_b + (f_0 - f_b) \cdot e^{-K \cdot t} \quad (\text{Eq 2.12})$$

Tais coeficientes são descritos como:  $f$  é a taxa de infiltração no instante de tempo  $t$ ;  $t$  é o tempo transcorrido desde o início do processo de infiltração;  $f_0$  é taxa de infiltração inicial ( $t = 0$ );  $f_b$  é taxa mínima de infiltração; e  $K$  é taxa de decaimento constante da taxa de infiltração, que descreve a velocidade da perda de capacidade de infiltração ao longo do tempo.

Figura 11: Representação da curva de infiltração - Método de Horton.



Fonte: adaptado de Miguez *et al.*, 2016.

#### **2.4.1.2 Simulação do Escoamento em Galerias**

Segundo Silva (2016) as simulações de propagação de vazões realizadas pelo modelo SWMM são regidas pelas equações da Conservação da Massa e Quantidade de Movimento para fluxo gradualmente variado não permanente. O programa calcula a propagação do escoamento através das equações de *Sain Venant*, sendo possível escolher o nível de sofisticação que estas são resolvidas, podendo-se escolher entre os seguintes métodos: onda cinemática, onda dinâmica, regime uniforme.

Analisar a propagação em galerias não é um dos objetivos do presente trabalho. Assim foi selecionado, o Modelo da Onda Cinemática, por ser um modelo eficiente e simplificado. O modelo resolve a equação da continuidade junto com uma simplificação da equação da quantidade de movimento em cada uma das tubulações. O modelo não considera os efeitos de ressalto, remanso, perdas de carga e fluxo pressurizado (Rossman, 2012).

#### **2.4.1.3 Simulação do escoamento em Microrreservatórios**

O SWMM simula os microrreservatórios como unidades de armazenamento, sendo representados no sistema por nós que têm a função de armazenar um certo volume de água. O armazenamento difere dos outros tipos de nós no sistema e isso ocorre devido a adição de uma curva de armazenamento, que define o formato do microrreservatório, sendo esta funcional ou tabular e relacionando de com esta irá relacionar a superfície com a altura da lâmina de água, e da profundidade máxima. Além de auxiliar no dimensionamento das unidades de armazenamento, o modelo também usa o Método de Puls para simular o escoamento em reservatórios (Rossman, 2012).

### **3 METODOLOGIA**

Neste trabalho foram analisados cenários de controle a partir da inserção de microrreservatórios dimensionados para simular o controle das vazões geradas nos telhados pelas chuvas sintéticas e reais analisadas. Sendo as etapas metodológicas organizadas da seguinte maneira:

- Seleção e descrição da área de estudo;
- Discretização das áreas dos telhados, áreas adjacentes do lote e áreas públicas em sub-bacias;
- Determinação dos dados utilizados nas simulações no modelo SWMM;
- Determinação dos cenários de controle;
- Determinação das chuvas sintéticas, incluindo a chuva de projeto, e seleção dos eventos naturais a serem avaliados;
- Dimensionamento dos microrreservatórios para os diferentes cenários de controle determinados; e
- Simulação do escoamento nos respectivos cenários de controle e nas variadas chuvas analisadas.

#### **3.1 Descrição da área de estudo**

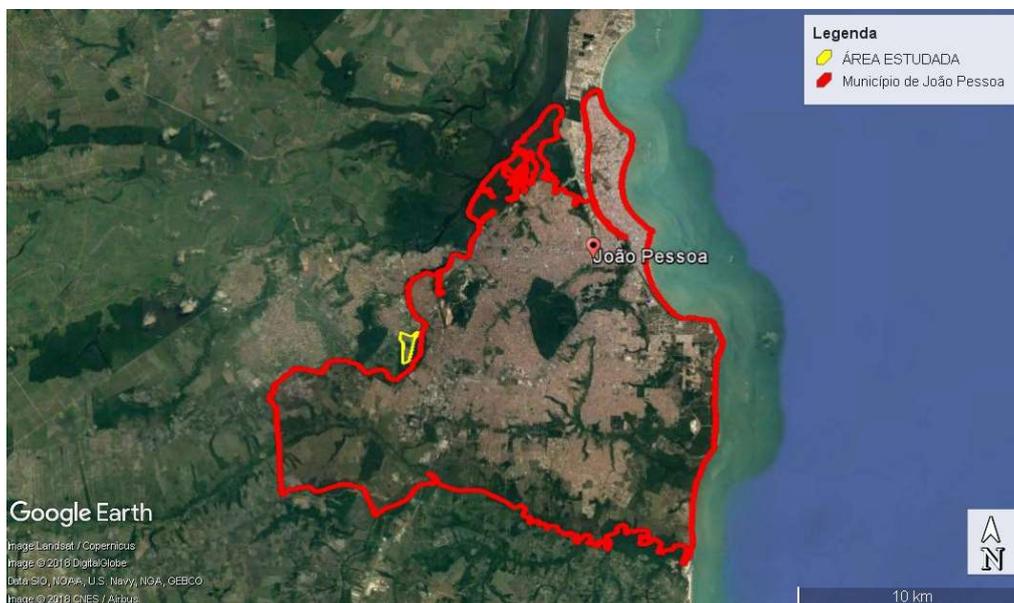
A área utilizada na realização do presente trabalho está localizada na região oeste da grande João Pessoa, capital do estado da Paraíba. Nela foi realizado um projeto de loteamento para implantação de um condomínio horizontal de alto padrão. Os lotes são destinados à construção de edificações residenciais, comerciais e de áreas de uso comum (Figura 12).

A área total do empreendimento é de aproximadamente 556.670 m<sup>2</sup>, possuindo 583 lotes com áreas variando entre 420 e 700 m<sup>2</sup>, restando as áreas comuns, vias de tráfego e uma área de vegetação que foi preservada, com cerca de 40.000 m<sup>2</sup> (Figura 12).

As cotas altimétricas variam entre 3,00 e 54,00 m, sendo o relevo caracterizado por uma leve inclinação na fração proposta para maioria dos lotes residenciais, fração de lotes a esquerda na Figura 13, e um relevo um pouco mais acentuado na parte destinada a área que contém também lotes comerciais, região de lotes localizados a direita na Figura

12. Considerando uma abordagem generalizada da área, a declividade média do terreno se aproxima a 1,75%.

Figura 12: Localização da área estudada em relação a cidade de João Pessoa.



Fonte: Adaptado de *Google Earth Pro*, 2018.

Figura 13: Área estudada.

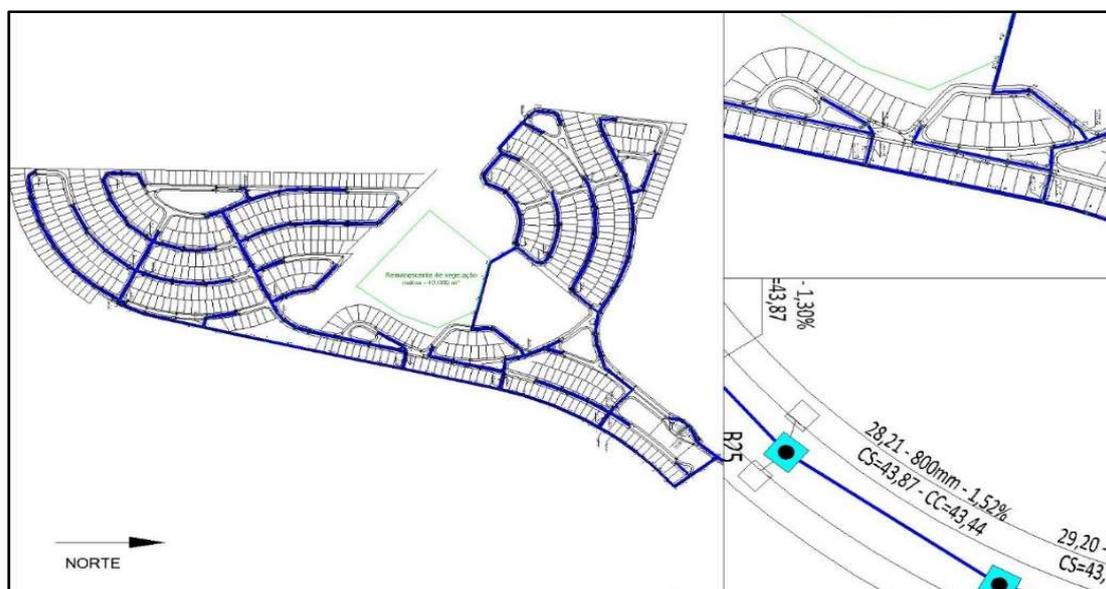


Fonte: Adaptado de *Google Earth Pro*, 2018.

A partir do *Google Earth Pro* e do memorial descritivo do projeto de rede de drenagem de águas pluviais do empreendimento foram identificadas algumas peculiaridades do projeto urbanístico proposto, destacando os seguintes:

- Antes da ocupação urbana a cobertura era caracterizada por uma vegetação rasteira, com espécies de gramíneas predominantes, indicando talvez uso agropecuário da mesma;
- A área é limitada por zonas urbanas e por áreas verdes que circundam um barramento de um canal natural que serve para o abastecimento d'água para parte da população da região onde se localiza a área estudada;
- A proposta do loteamento determina que as vias secundárias e a via de acesso principal fossem dimensionadas com 7,00 m e 12,00 m de largura respectivamente;
- A rede coletora de águas pluviais possui uma extensão de 7.995 metros, formada por tubulações de concreto com diâmetros nominais variando entre 400 mm e 2.000 mm. Além das tubulações, existem também acessórios, como, por exemplo, caixas coletoras, caixas de conexão, poços de visita e escadas hidráulicas. A concepção da rede coletora de águas pluviais é representada pela Figura 14 a seguir:

Figura 14: Concepção da rede de drenagem de águas pluviais.



Fonte: adaptado do projeto de drenagem pluvial, 2015.

### 3.2 Discretização Espacial

A discretização espacial da área estudada foi seguida baseada de acordo com a pesquisa realizada Silva (2018), que utilizou a mesma área em sua pesquisa, onde para obter as bacias que representariam os telhados e as áreas adjacentes as mesmas (restante

dos lotes e áreas públicas), dividiu-se o empreendimento em áreas compostas por um lote, uma parcela da calçada e uma parcela da via de tráfego, sendo as duas últimas com larguras iguais ao respectivo lote, e outras formadas apenas por áreas públicas, sendo então compostas por parcelas de vias de tráfego, de calçadas e canteiros.

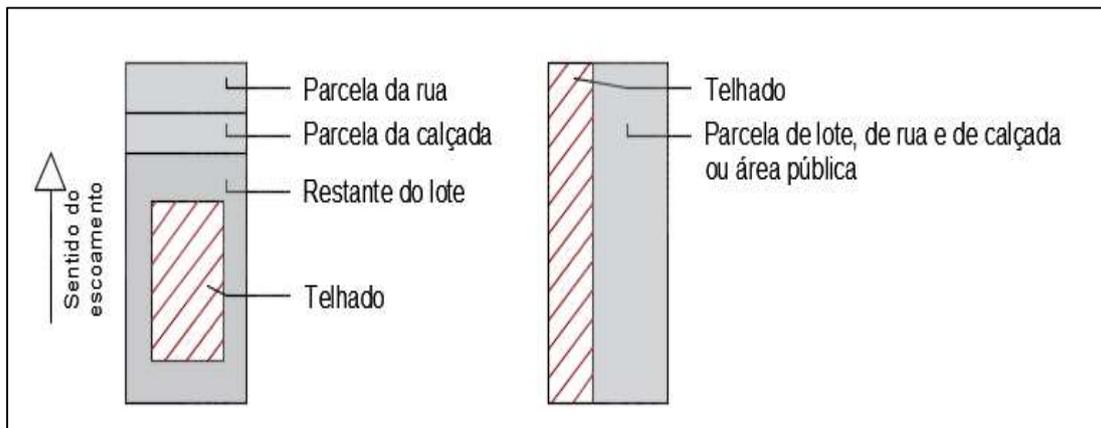
Posteriormente, foram subtraídas das áreas que possuíam lotes o valor referente a cobertura do edifício (telhado), formando ao todo 1.254 sub-bacias, sendo destas 583 representações dos telhados. O sentido do escoamento superficial sempre foi considerado de dentro para fora do lote. Tais determinações são representadas na sequência pela Figura 15.

Os microrreservatórios foram dimensionados para controlar o escoamento proveniente das coberturas das edificações (telhados). Por se tratar de uma grande quantidade de lotes residenciais e pelo limite de tempo para realização da pesquisa, foi considerado que os telhados teriam áreas fixadas em 350 m<sup>2</sup>, além disso, a variação das dimensões das mesmas acarretaria na necessidade de dimensionar vários microrreservatórios, visto que o funcionamento destes depende das vazões geradas nas áreas contribuintes e que o tamanho das mesmas pode ser proporcional ao escoamento gerado.

Para o processo das simulações no presente trabalho, foram realizadas as seguintes considerações:

- A área de vegetação que foi preservada não foi incluída, sendo assim simulado o escoamento apenas na área urbana do empreendimento;
- O escoamento por sarjetas e bocas de lobo foi desconsiderado, de modo que as áreas de contribuição foram conectadas diretamente ao ponto de descarga, ou seja, no respectivo poço de visita localizado à jusante das mesmas. Dessa forma, o hidrograma afluente a cada trecho de galeria resultou na soma dos hidrogramas de cada área de contribuição. Já nos cenários que foram inseridos microrreservatórios os telhados tinham como exutório o respectivo reservatório.

Figura 15: Discretização das áreas.



Fonte: Autor, 2017.

### 3.3 Ocupação dos lotes

Até a realização do presente trabalho não existiam edificações construídas no empreendimento, conseqüentemente alguns dados foram estimados, como os adotados neste item.

Os telhados foram considerados totalmente impermeáveis. Já as áreas adjacentes foram consideradas que seriam 75 % impermeáveis, ou seja, nas áreas adjacentes aos telhados ocorreria infiltração de parcela da precipitação e parte iria ser transformada em escoamento superficial.

### 3.4 Cenários de Controle Considerados

Com o intuito de alcançar os objetivos propostos foram idealizados três cenários, onde os telhados teriam coberturas de telhas de cerâmica e declividade seguida pela NBR-8039 da Associação Brasileira de Normas Técnicas, que trata dos critérios de execução do tipo de telhado simulado, adotando então 36,00%. Já áreas restantes teriam declividade similar à encontrada no terreno, fixada em 1,50%, e coberturas de pavimento e vegetação rasteira (grama curta), para as áreas impermeáveis e permeáveis respectivamente.

A diferença dos cenários acontece devido a inserção das estruturas de controle dimensionadas para o controle das vazões geradas nos telhados.

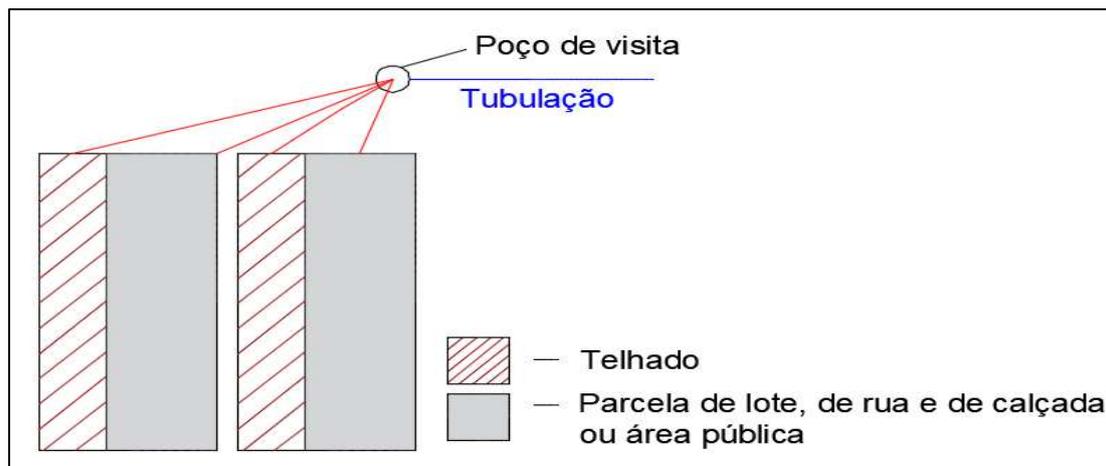
#### 3.4.1 Cenário 0

Neste cenário as vazões geradas pelas sub-bacias não foram tratadas de forma diferente, ou seja, as vazões oriundas dos dois tipos de área tiveram como destino um respectivo poço de visita, seguindo assim o projeto da rede de drenagem de águas pluviais do empreendimento que não prevê estruturas de controle de escoamento superficial (Figura 16).

### 3.4.2 Cenário 1

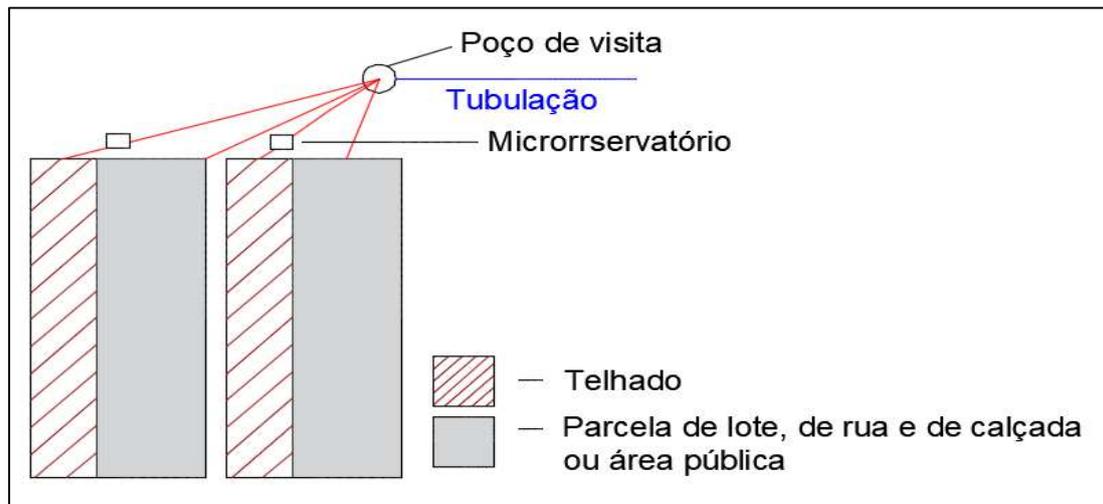
Considerou-se que neste cenário os escoamentos gerados nos telhados residenciais seriam direcionados para os respectivos microrreservatórios. As unidades de armazenamento foram dimensionadas para atenuar em 70% o pico das vazões geradas nos telhados pela chuva de projeto. Já as áreas que não receberam estruturas de controle tiveram suas vazões direcionadas para os respectivos poços de visitas a jusante das mesmas (Figura 17).

Figura 16: Representação do cenário 0.



Fonte: Autor, 2017.

Figura 17: Representação do cenário 1.



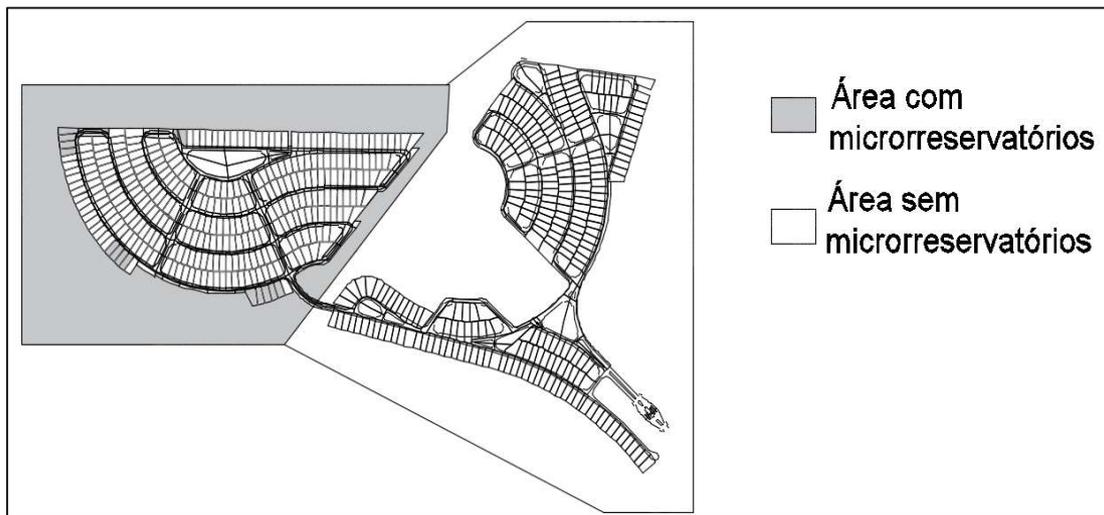
Fonte: Autor, 2017.

### 3.4.3 Cenário 2

Já neste cenário também foram inseridos microrreservatórios com o intuito de atenuar 70 % o pico das vazões geradas pela chuva de projeto em relação ao cenário 0 somente em alguns lotes, ou seja, parte das bacias que representavam os telhados tiveram as vazões controladas por microrreservatórios (Figura 17) e a outra não, assim como as áreas públicas e parcelas dos lotes, das calçadas e das ruas. (Figura 16).

A divisão foi realizada de modo que os lotes da região mais distante do exutório da área receberiam microrreservatórios, resultando que dos 583 telhados apenas 255 teriam as vazões geradas neles controladas. A parcela de lotes que teve parte das vazões controladas é localizada na parte do empreendimento que apresenta em média as menores cotas altimétricas e que possui lotes exclusivamente destinados a edificações domiciliares (Figura 18). Justifica-se essa escolha devido ao fato de que a inserção de microrreservatórios em áreas com baixas cotas altimétricas pode provocar o aumento das vazões, testando assim se a aplicação técnica seria viável no empreendimento (O'Loughlin *et al.*, 1995 apud Silva, 2016).

Figura 18: Áreas com e sem microrreservatórios - cenário 2.



Fonte: Autor, 2017.

Justifica-se a escolha de controlar as vazões só da área com menores médias de cotas altimétricas devido à possibilidade de que tal medida incremente as vazões, pois pode ocorrer a superposição de hidrogramas, onde seriam somados dois ou mais hidrogramas de áreas diferentes.

#### **3.4.4 Cenários 3 e 4**

Os cenários 3 e 4 são similares aos cenários 1 e 2 respectivamente, sendo diferenciado pelo fato de que as vazões de saída dos microrreservatórios seriam menos restritivas, sendo fixadas em 50% da vazão gerada nos telhados pela chuva de projeto.

#### **3.4.5 Cenários 5 e 6**

Assim como os cenários 3 e 4, os cenários 5 e 6 são similares aos cenários 1 e 2, alterando-se apenas a restrição das vazões máximas de saída dos microrreservatórios, sendo os microrreservatórios dimensionados para amortecer apenas 25 % do pico das vazões geradas pela chuva de projeto nos telhados.

A Tabela 1 apresenta as principais características dos cenários de controle considerados.

Tabela 1: Características dos cenários de controle.

Cenário	Capacidade de atenuar as vazões.	Quantidade de telhados com vazões controladas (un.)	Área total controlada (%).
0		Sem estruturas de controle.	
1	70 %	583	45,8
2		255	20,1
3	50 %	583	45,8
4		255	20,1
5	25 %	583	45,8
6		255	20,1

Fonte: Autor, 2018.

### 3.5 Dados de Precipitação

#### 3.5.1 Precipitação de Projeto

As precipitações sintéticas utilizadas no presente trabalho foram obtidas através da curva do tipo IDF (*Intensidade x Duração x Frequência*) ajustada para região de João Pessoa por Aragão (2000), representada pela Equação 3.1 a seguir.

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{290 \cdot T_R^{0,087}}{(t + 10)^{0,398}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

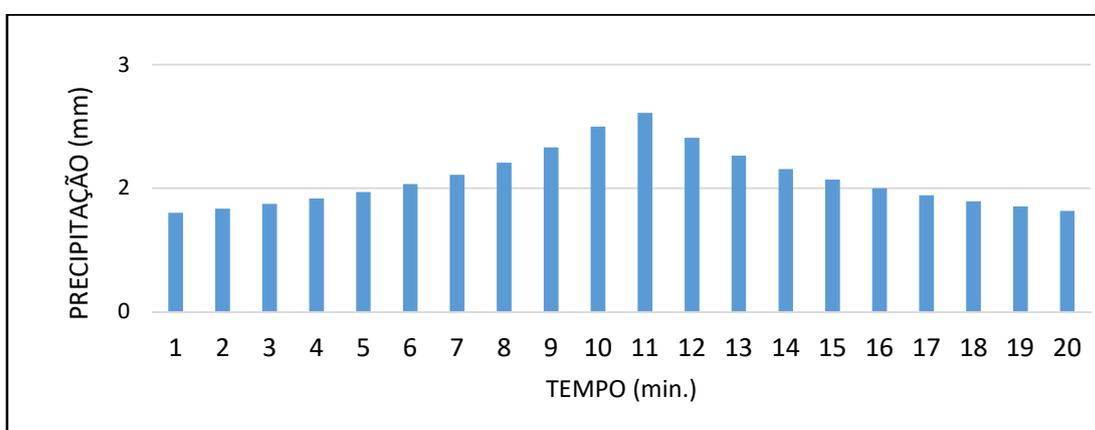
sendo  $I_{m\acute{a}x}$  = Intensidade da chuva (mm/h),  $T_R$  = Tempo de Retorno (min),  $t$  = duração da precipitação (min).

Para dimensionar estruturas da microdrenagem a duração da precipitação ( $t$ ), deve ser igual ou maior ao tempo de concentração ( $T_c$ ), sendo este associado ao tempo necessário para que toda área da bacia contribua para o escoamento no respectivo exutório. Já a frequência é definida usando o conceito de Tempo de Retorno ( $T_R$ ), que é o intervalo de tempo para que uma chuva de intensidade e duração definidas seja igualada ou superada (TOMAZ, 2013).

De acordo com o IPH (2005) para dimensionar os microrreservatórios o Tempo de Retorno deve ser entre 2 e 10 anos. Porém a rede de drenagem da área de estudada foi dimensionada utilizando uma chuva de projeto com Tempo de Retorno de 20 anos e Tempo de Concentração de 20 minutos, de modo que a escolha de valores menores que

os utilizados na chuva de projeto da rede de drenagem da área acarretaria em estruturas de controle com menor capacidade de armazenamento e conseqüentemente seriam facilmente transbordados, pois não suportariam chuvas mais intensas. Assim, para o dimensionamento dos microrreservatórios foi adotada uma chuva de projeto com as mesmas características da chuva usada para o dimensionamento da rede de drenagem, alterando-se apenas a variabilidade temporal, sendo discretizada em intervalos de 1 minuto, ao invés de 2 minutos. Utilizando o método dos blocos alternados foi obtida a chuva de projeto representada pelo hietograma a seguir (Figura 19).

Figura 19: Chuva de projeto - Dimensionamento de MR

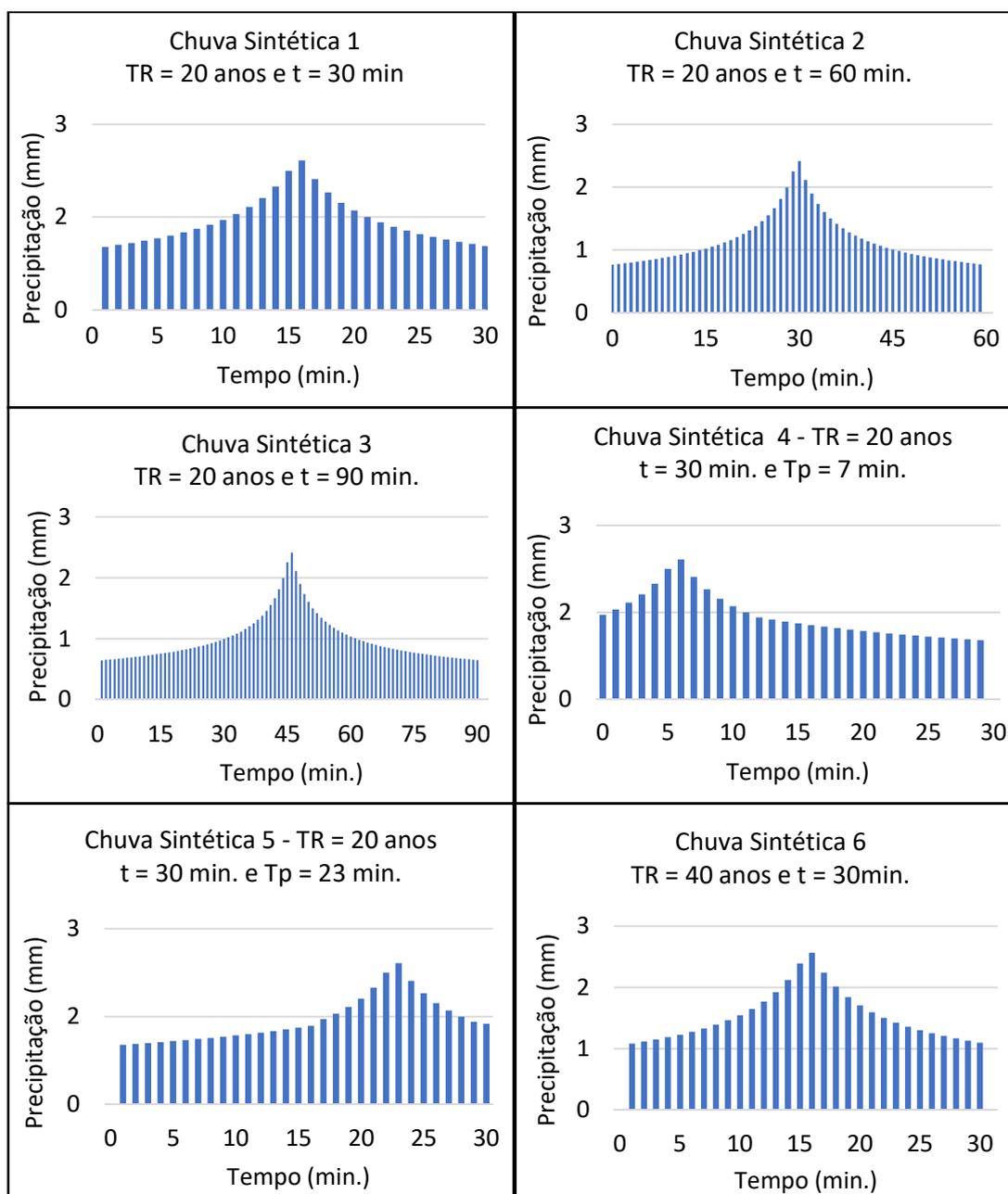


Fonte: Autor, 2018

### 3.5.2 Chuva Sintéticas

Com o intuito de avaliar o desempenho dos microrreservatórios para diferentes padrões de chuva, foram determinadas algumas chuvas sintéticas a partir da curva IDF região, variando-se a duração do evento, o Tempo de Pico ( $T_p$ ) e o Tempo de Retorno ( $T_R$ ), como mostra a Figura 20. Para cada uma dessas chuvas, foram realizadas simulações do escoamento em todos os cenários de controle considerados no estudo.

Figura 20: Hietogramas das chuvas sintéticas.



Fonte: Autor, 2018.

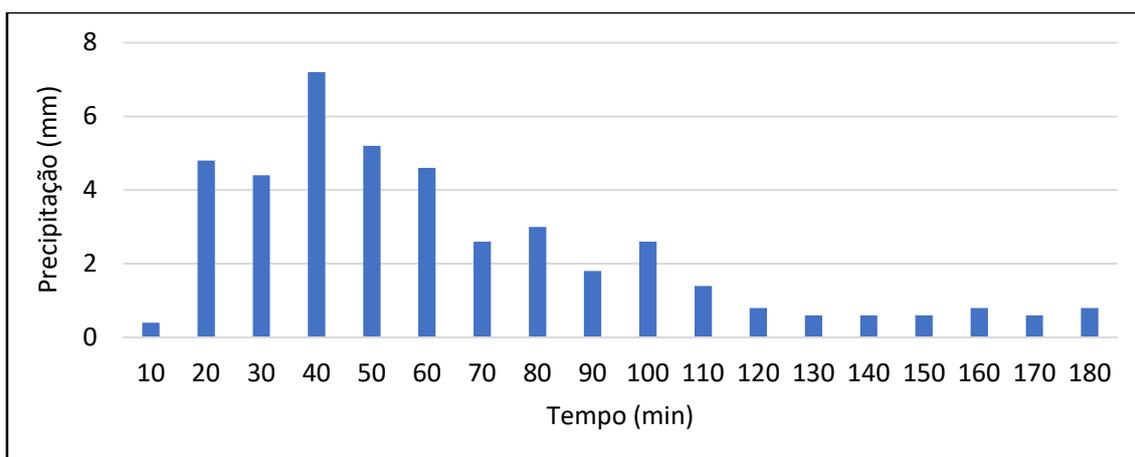
### 3.5.3 Eventos reais de precipitação

Foram utilizados também eventos reais de precipitação, obtidos a partir de dados disponibilizados pelo *Instituto Nacional de Meteorologia – INMET* e pelo *Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais – CEMADEN*. Foram selecionados eventos do período mais chuvoso da região, a partir de dados obtidos por

um pluviômetro automático próximo ao local estudado, que registra o volume precipitado em intervalos de 10 minutos.

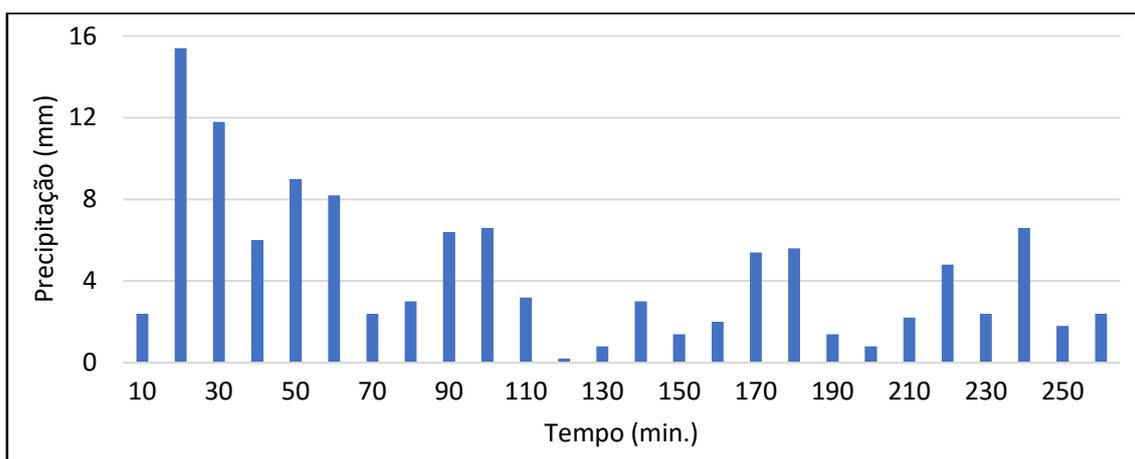
O primeiro evento escolhido ocorreu no dia 08 de maio de 2017 com acúmulo de 42,8 mm e com uma duração de 180 minutos (Figura 21), já o segundo evento aconteceu no dia 29 de maio de 2017, acumulando 115,2 mm e com duração 260 minutos (Figura 22).

Figura 21: Evento do 08/05/2017.



Fonte: <http://www.cemaden.gov.br/>, 2017.

Figura 22: Evento do 29/05/2017.



Fonte: <http://www.cemaden.gov.br/>, 2017.

### 3.6 Declividade

As declividades das sub-bacias seguem o que foi dito anteriormente, seguindo . Os telhados foram determinados com uma inclinação de 36,00%. Já as áreas adjacentes aos telhados que pertencem ao lote e as áreas públicas foram determinadas com uma inclinação de 1,50%.

### 3.7 Largura da sub-bacia

A determinação da largura (W) de cada bacia foi determinada de maneira simples devido à grande quantidade de áreas consideradas. Partindo da ideia que o modelo conceitua as áreas das bacias como áreas retangulares e que a área (A) de um retângulo regular (todos os lados iguais) é calculada da seguinte maneira (sendo L o comprimento de lado de um quadrado):

$$A = L \times L = L^2 \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Então o comprimento de lado (L) de um quadrado pode ser determinado pela raiz quadrada da área do seguinte modo:

$$L = \sqrt{A} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

De tal maneira as larguras das áreas das bacias estudadas foram determinadas usando a Equação 3.4, apresentada a seguir, calculando a raiz quadrada da área da bacia e multiplicando por uma constante de abatimento, para que este valor representasse o valor da base menor de um retângulo.

$$W = k\sqrt{A} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

sendo  $A$  a área em  $m^2$  e  $k$  um coeficiente de abatimento adimensional,  $k = 0,7$ .

### 3.8 Armazenamento em depressões

Determinou-se a quantidade de água que cada área seria capaz de armazenar seguindo as recomendações do Apêndice A.5 - Armazenamento em Depressões do Manual do SWMM 5. As áreas adjacentes aos telhados tiveram capacidade de armazenar fixada em até 1,27 mm para áreas impermeáveis e 3,00 mm para áreas permeáveis, considerando também que as áreas referentes aos telhados não teriam capacidade de armazenamento.

### 3.9 Cobertura da Superfície

O escoamento superficial depende também do tipo de cobertura da superfície, ou seja, da rugosidade do material. Usando os coeficientes de rugosidade de Manning para escoamentos em superfícies livres disponibilizados pelo manual do usuário do modelo SWMM, adotou-se o seguinte: telhados teriam o coeficiente de rugosidade igual a superfícies cerâmicas ( $n = 0,015$ ) e o coeficiente de rugosidade para as áreas adjacentes foi determinado igual a de superfícies de concreto normal ( $n = 0,013$ ) para as áreas impermeáveis e para as áreas permeáveis igual ao de grama curta ( $n = 0,15$ ).

### 3.10 Cálculo da infiltração

No presente trabalho foi escolhido o método de Horton para calcular a infiltração nas áreas estudadas.

Os valores dos coeficientes da equação de Horton são determinados a partir de experimentos em campo com o solo da região estudada, sendo esta a principal dificuldade do método. Buscando facilitar o uso do método Porto (1995) estimou valores dos coeficientes da equação de Horton utilizando a classificação hidrológica dos solos utilizada pela metodologia *SCS (Soil Conservation Service)*

Segundo informações dispostas pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (1972), o solo onde a área estudada está localizada tem características predominantes do tipo podzólico vermelho-amarelo, sendo classificados como solos do tipo B. Então, a partir dos valores estimados por Porto (1995) se determinou os coeficientes da Equação de Horton, representados na Tabela 2 a seguir.

Tabela 2: Valores adotados na Equação de Horton para o solo da área.

<b>Coefficientes da Eq. de Horton</b>	<b>Valores</b>
$f_0$ (mm/h)	200
$f_b$ (mm/h)	13
$K$ (h <sup>-1</sup> )	2

Fonte: Porto, 1995.

### 3.11 Rede de drenagem

Os dados sobre a rede de drenagem foram adotados de acordo o que está disposto no memorial descritivo do projeto de drenagem urbana da área. As tubulações têm diâmetros variando entre 400 e 2000 mm e coeficiente de rugosidade de Manning adotados iguais a canais de concreto ( $n = 0,013$ ).

Foi considerado que a propagação das vazões na rede de rede drenagem se comportavam segundo o método da onda cinemática.

### 3.12 Locação e Dimensionamento dos Microrreservatórios

Geralmente os microrreservatórios do tipo adotado na pesquisa são de responsabilidade dos proprietários dos lotes, tanto a construção como a manutenção, justificando-se assim que os microrreservatórios de armazenamento seriam localizados dentro das áreas dos lotes em cotas superiores ao poço de visita (exutório) correspondente.

O modelo faz relação entre área e profundidade para simular o escoamento através das unidades de armazenamento, usando para isso uma equação que depende do formato em que o microrreservatório foi dimensionado. No caso, foi determinado que estes teriam área retangular, não alterando a mesma em relação à altura, resultando na curva funcional da seguinte maneira:

$$\text{Área} = A \times H^B + C \quad (\text{Eq. 3.5})$$

sendo  $A$  = área ( $\text{m}^2$ );  $H$  = Altura disponível do reservatório (m); e  $B$  e  $C$  coeficientes. Os coeficientes  $B$  e  $C$  foram anulados ( $B = 0$ ;  $C = 0$ ) para simular uma estrutura retangular.

Foi determinado apenas um objeto de saída em cada um dos microrreservatórios, sendo estes de formato circular localizado no fundo do reservatório com diâmetro variando de acordo com os cenários considerados. Tais valores foram conseguidos através de vários testes no SWMM 5 alterando as dimensões de volume disponível e do orifício até conseguir o pico de vazão determinado na saída de cada estrutura. O coeficiente de descarga utilizado foi o determinado de acordo com o Manual do SWMM 5 no APÊNDICE B - Propriedades dos objetos físicos – B.9, sendo este igual a 0,65.

A partir da chuva de projeto, cada telhado gerou um pico de vazão de 13,30 L/s, sendo os microrreservatórios dos diferentes cenários dimensionados de acordo com as medidas dispostas na Tabela 3. A Figura 23 mostra os amortecimentos que as unidades

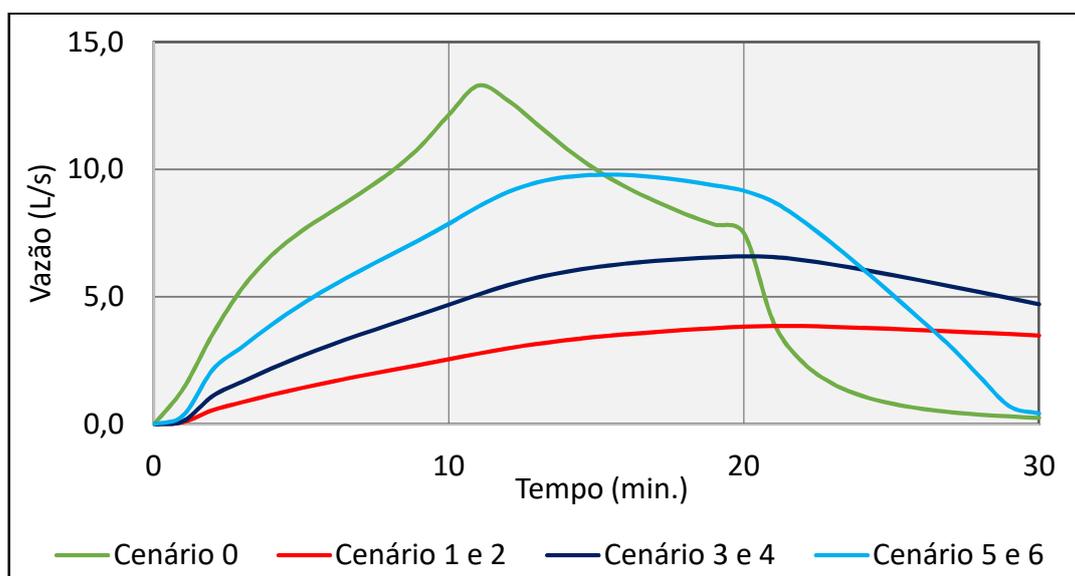
de armazenamento proporcionaram nas vazões geradas nos telhados a partir da chuva de projeto.

Tabela 3: Dimensões dos microrreservatórios nos cenários analisados.

Cenário	Amortecimento do pico (%)	Área (m <sup>2</sup> )	Profundidade (m)	Diâmetro orifício de descarga (m)
1 e 2	70	6,0	1,4	0,039
3 e 4	50	6,0	1,0	0,056
5 e 6	25	4,0	1,0	0,075

Fonte: Autor, 2018.

Figura 23: Vazões de saída determinada nos microrreservatórios.



Fonte: Autor, 2018.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Simulações Hidrológicas

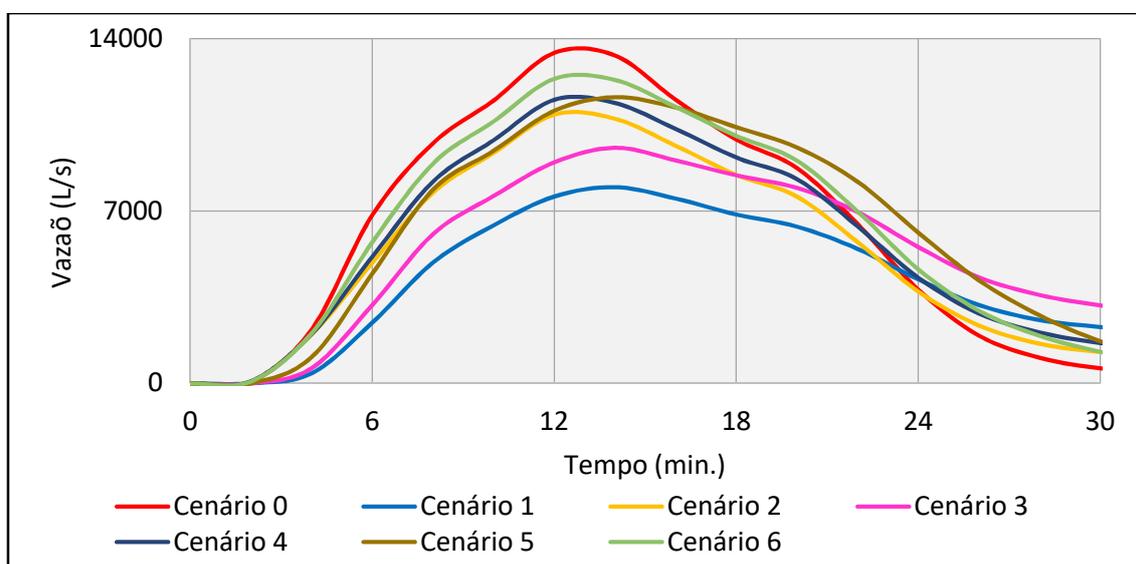
#### 4.1.1 Chuva de Projeto

Analisando os relatórios gerados pelo modelo percebe-se que o retardamento das vazões de pico é de cerca de 5 minutos no cenário mais restritivo, e que este vai diminuindo à medida que se as vazões de saída dos microrreservatórios vão aumentando.

Percebe-se ainda que a vazão máxima no exutório da área no cenário sem estruturas de controle (cenário 0) foi de 13.460,25 L/s no cenário 0, sendo diminuída para 7.971,54 L/s no cenário mais restritivo (cenário 1), e para 12.378,41 L/s no cenário menos restritivo (cenário 6). Percentualmente, em relação ao cenário 0, os amortecimentos alcançados nos exutórios foram de 40,64 % no cenário 1 e de 7,83% no cenário 6 (Figura 24).

Dado os altos valores de vazões obtidos nas simulações utilizando a chuva de projeto, é possível perceber que no cenário sem estruturas de controle e até mesmo nos cenários com microrreservatórios com vazões de saída menos restritivas, o risco de existir futuramente problemas como alagamentos, comprometimento das estruturas, do funcionamento ideal da rede de drenagem e o risco imposto sobre as áreas a jusante do exutório. Comprovando então, a necessidade de estruturas que controlem ou diminuam os valores de vazões gerados.

Figura 24: Hidrogramas nos cenários considerados - Chuva de Projeto



Fonte: Autor, 2018.

A partir das simulações utilizando a chuva de projeto, percebe-se também que os microrreservatórios se mostraram eficientes, visto que nenhum dos limites das unidades de armazenamento foram atingidos, como mostra a Tabela 4 a seguir.

Tabela 4: Dados dos reservatórios - Chuva de Projeto

Cenários	Altura disponível (m)	Altura atingida (m)	Volume disponível (m <sup>3</sup> )	Volume atingido (m <sup>3</sup> )
1 e 2	1,4	1,31	8,4	7,87
3 e 4	1,0	0,89	6,0	5,32
5 e 6	1,0	0,61	4,0	2,45

Fonte: Autor, 2018.

#### 4.1.2 Chuva Sintética 1 - Duração de 30 minutos e Tempo de Retorno de 20 anos

As simulações realizadas com o SWMM, utilizando dada chuva sintética com maior tempo de duração que a chuva de projeto, mostraram que os amortecimentos dos picos de vazões aconteceram de maneira semelhante à chuva de projeto. No cenário sem estruturas de controle a vazão máxima no exutório da rede de drenagem foi de 13.690,14 L/s. Já no cenário mais restritivo o pico de vazão foi amortecido em cerca de 40,20 % (8.186,82 L/s) e 7,68 % no cenário com estruturas de controle com vazões de saída menos limitantes (cenário 6). Assim como na simulação anterior, os hidrogramas obtidos no exutório da área mostram que o amortecimento depende diretamente da quantidade de estruturas de controle e da capacidade que as mesmas têm de amortecer as vazões geradas nos telhados (Figura 25).

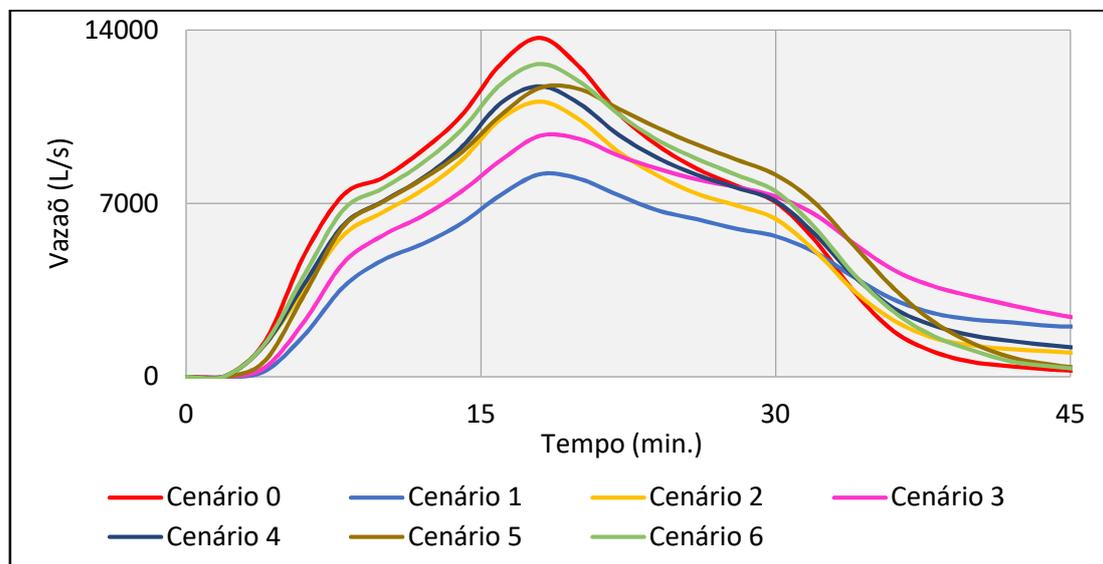
Dado relativo aumento das vazões obtidos já na simulação utilizando uma chuva um pouco maior que a chuva de projeto, é possível afirmar que futuramente a área pode sofrer com alagamentos e/ou que estas podem danificar a rede de drenagem, podendo ainda gerar problemas a jusante.

Analisando o funcionamento dos reservatórios individualmente nos respectivos cenários, percebeu-se que nos cenários com unidades de armazenamento, onde estes deveriam amortecer 70% das vazões máxima geradas nos telhados, as estruturas não suportaram o todo o volume gerado pelo evento, ou seja, pode-se considerar que os

microrreservatórios dos cenários 1 e 2 não são eficientes para evento com tais características ou para eventos semelhantes. Nos cenários 3 e 4, os limites dos microrreservatórios também foram atingidos, porém de maneira mais discreta que nos cenários anteriores. Por fim, nos cenários com estruturas menos restritivas, 5 e 6, os microrreservatórios são considerados eficientes para dado evento de precipitação, visto que os limites não foram atingidos (Figura 26).

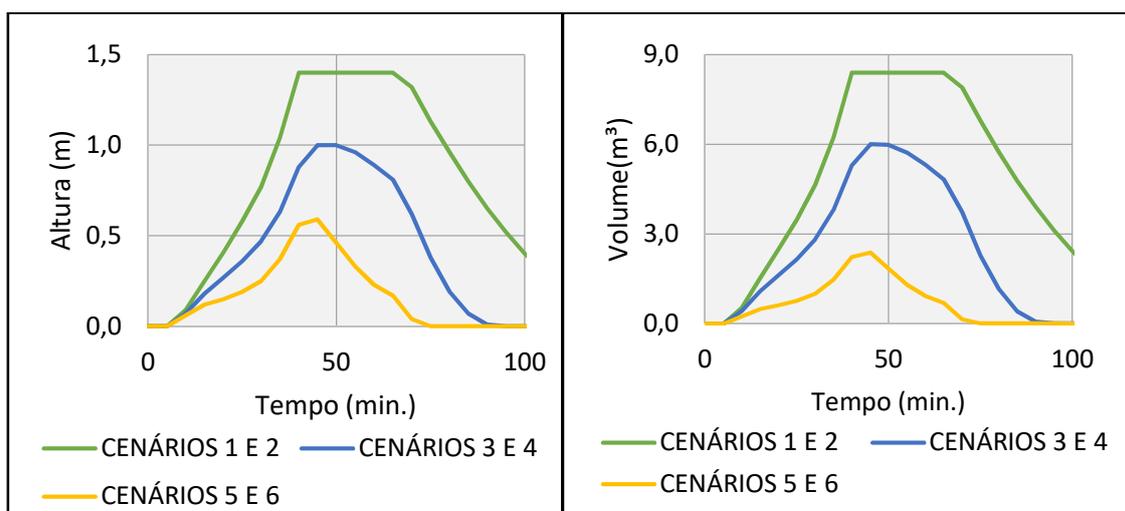
O SWMM considera que os volumes que excedem a capacidade das unidades de armazenamento são armazenados temporariamente no trecho da bacia ou da tubulação que liga a área contribuinte ao microrreservatório, sendo estes escoados a medida que exista espaço disponível nas mesmas.

Figura 25: Hidrogramas nos cenários analisados – Chuva sintética 1.



Fonte: Autor, 2018.

Figura 26: Altura da lâmina d'água e volume nos reservatórios – CS 1.



Fonte: Autor, 2018.

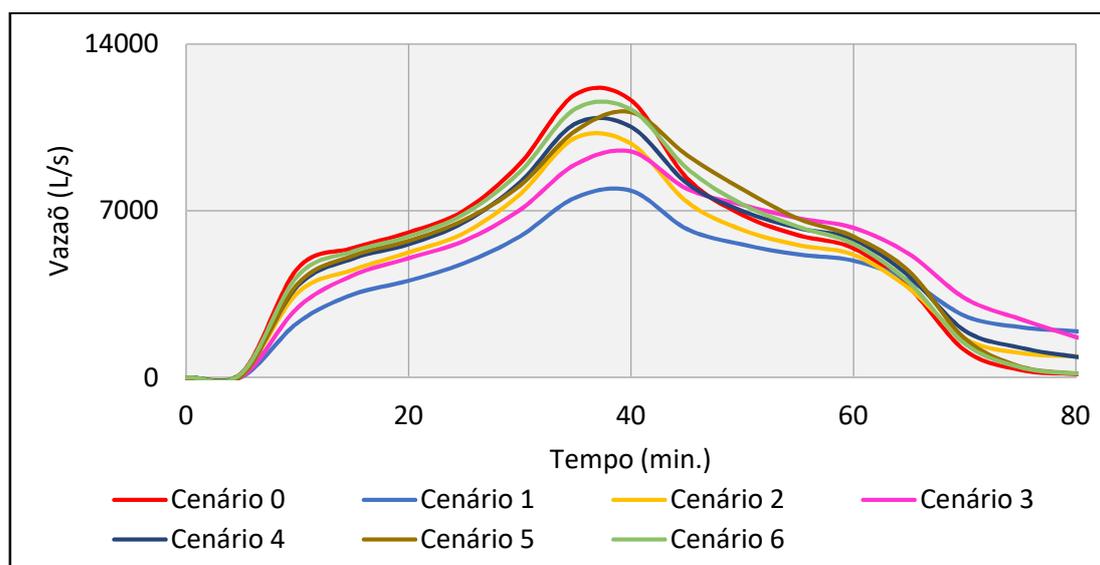
#### 4.1.3 Chuva Sintética 2 - Duração de 60 minutos e Tempo de Retorno de 20 anos

As simulações realizadas a partir do modelo SWMM utilizando o evento de precipitação com 60 minutos de duração e tempo de retorno de 20 anos, mostraram que os amortecimentos das vazões máximas também aconteceram como nos eventos anteriores, sendo maior no cenário mais restritivo, e foram decrescendo nos cenários com menos estruturas de controle e com vazões de saídas menos restritivas.

No cenário 0, onde não foram inseridas unidades de armazenamento, a vazão máxima obtida no exutório da rede de drenagem foi de 11.896,41 L/s. Já no cenário 1, a vazão máxima no exutório foi de 7.840,73 L/s, representando um amortecimento de cerca de 34,09%. No cenário 6, o pico de vazão obtido foi igual a 11.283,70 L/s, representando um amortecimento de apenas 5,15 % em relação ao cenário sem estruturas de controle (Figura 27). A partir da análise dos hidrogramas gerados, é possível considerar que são desprezíveis os adiamentos dos tempos de pico em todos os cenários, sendo todos menores que 5 minutos.

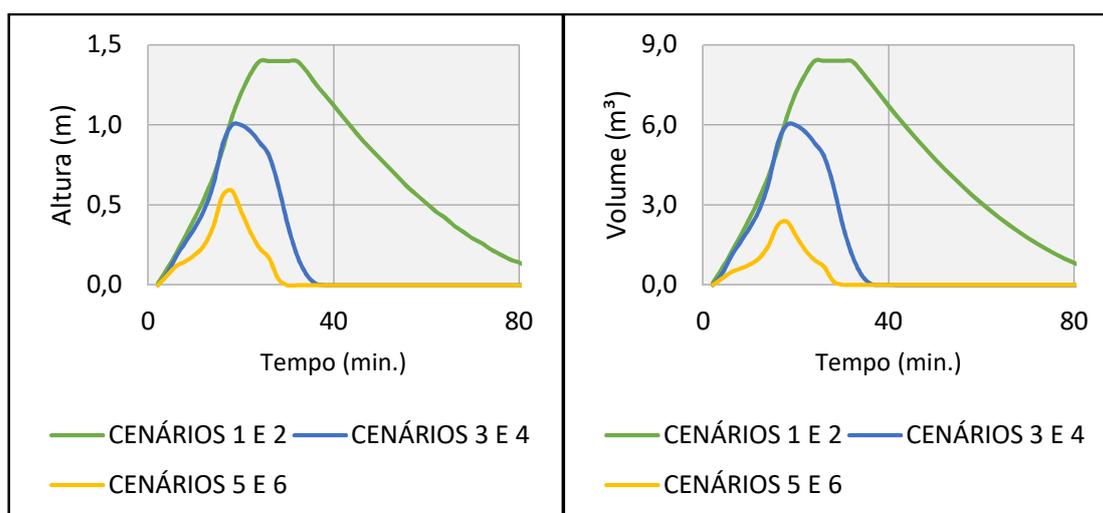
As simulações dos cenários para respectiva chuva mostraram que os microrreservatórios também tiveram seus limites atingidos nos cenários 1, 2, 3 e 4, sendo nos dois últimos de modo mais discreto, como mostra a Figura 28.

Figura 27: Hidrogramas nos cenários analisados - Chuva sintética 2.



Fonte: Autor, 2018.

Figura 28: Altura da lâmina d'água e volume nos reservatórios – CS 2.



Fonte: Autor, 2018.

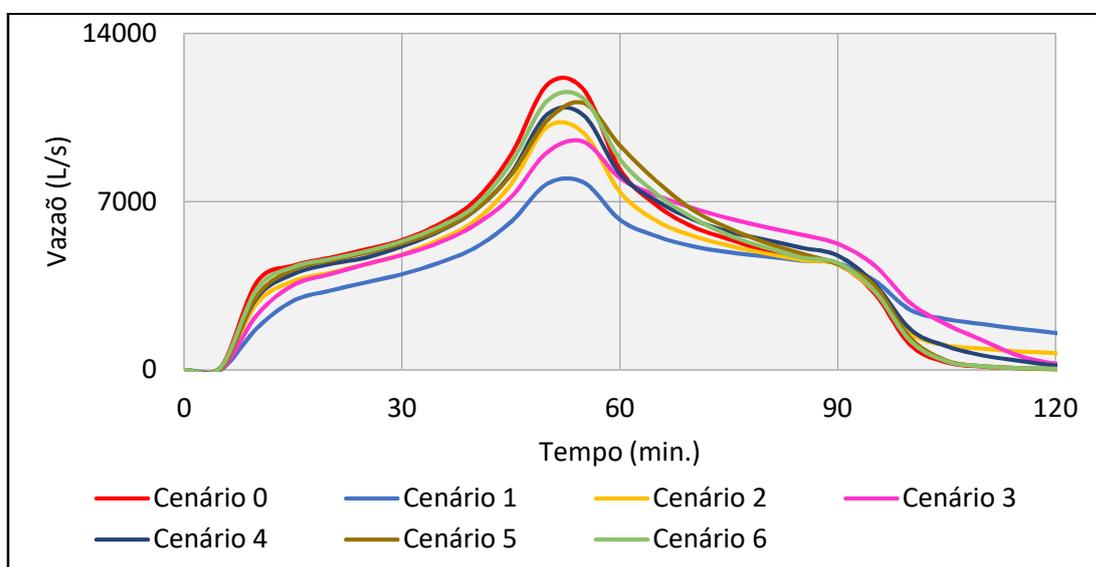
#### 4.1.4 Chuva Sintética 3 – Duração de 90 minutos e Tempo de Retorno de 20 anos

A partir das simulações utilizado o evento precipitação com duração de 90 minutos e tempo de retorno de 20 anos, foi possível analisar que os hidrogramas no exutório da rede de drenagem do empreendimento foram similares aos das simulações anteriores, obtendo-se o maior amortecimento do pico de vazões no cenário 1, que possui vazões de saída dos microrreservatórios mais limitantes, e menor amortecimento no cenário 6 (Figura 29).

A vazão máxima no exutório da rede de drenagem do empreendimento no cenário 0 foi de 11.875,12 L/s. No cenário 1, com unidades de armazenamento responsáveis por atenuar em 70% as vazões geradas nos telhados em relação ao cenário 0, a vazão máxima no exutório da rede foi de 7.808,54 L/s, representando um amortecimento de 34,24 %. Já no cenário 6, menos restritivo, o pico da vazão obtido foi de 11.290,73 L/s, representando um amortecimento de 4,92% (Figura 29).

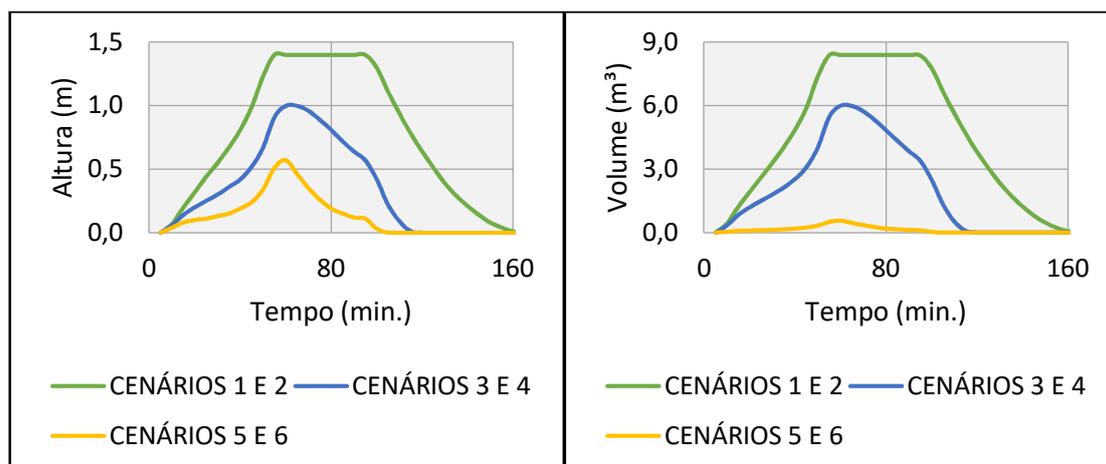
Os microrreservatórios com vazões mais restritivas, cenários 1 e 2, e com vazões de saída intermediárias, cenários 3 e 4, também tiveram seus limites de altura e volume alcançados. Nos cenários 1 e 2, o volume e a altura foram alcançados por mais tempo, enquanto nos cenários 3 e 4 os valores iguais aos limites de altura da lâmina d'água e de volume armazenado foram repentinos, como mostra a (Figura 30). Logo, pode-se considerar que os microrreservatórios dimensionados para os cenários 1 e 2 não são eficientes, visto que mesmo sendo as unidades com maior volume disponível, não suportaram as vazões geradas pela precipitação simulada, o que na prática poderia acarretar problemas com o excedente da água.

Figura 29: Hidrogramas nos cenários analisados - Chuva sintética 3.



Fonte: Autor, 2018.

Figura 30: Altura da lâmina d'água e volume nos reservatórios – CS 3.



Fonte: Autor, 2018.

#### 4.1.5 Chuva Sintética 4 – $TD = 30 \text{ min.}$ e $TR = 20 \text{ anos}$ – Pico aos 7 min.

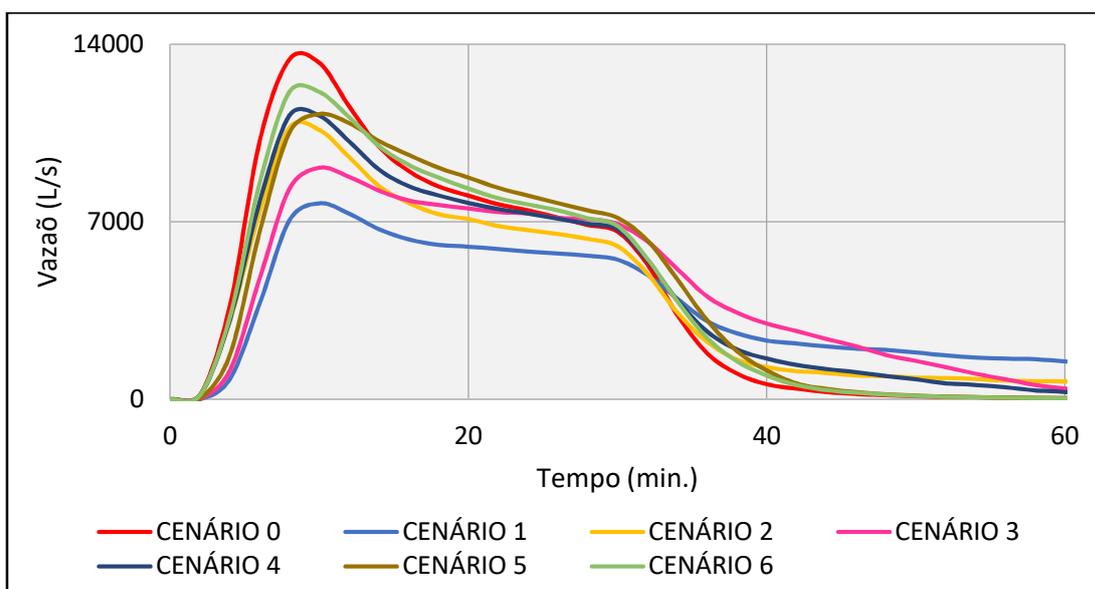
Buscando entender com se portariam os microrreservatórios e as vazões no exutório da rede de drenagem do loteamento, as simulações uma chuva sintética onde o pico não estava centralizado mostraram os resultados descritos a seguir.

Os hidrogramas no exutório do empreendimento continuaram como nas simulações anteriores, variando de acordo com as restrições dos microrreservatórios e da quantidade de estruturas inseridas nos exutórios das sub-bacias que representam telhados.

No cenário onde não foram controladas as vazões dos telhados o pico da vazão no exutório da rede foi de 13.428,22 L/s, enquanto que no cenário 1 a vazão máxima obtida foi de 7.733,018 L/s, representando uma atenuação de 42,41% do pico em relação ao cenário 0. No cenário 6, a vazão máxima foi de 12.150,06 L/s, sendo o pico amortecido em 9,52 % em relação ao cenário sem unidade de armazenamento (Figura 31).

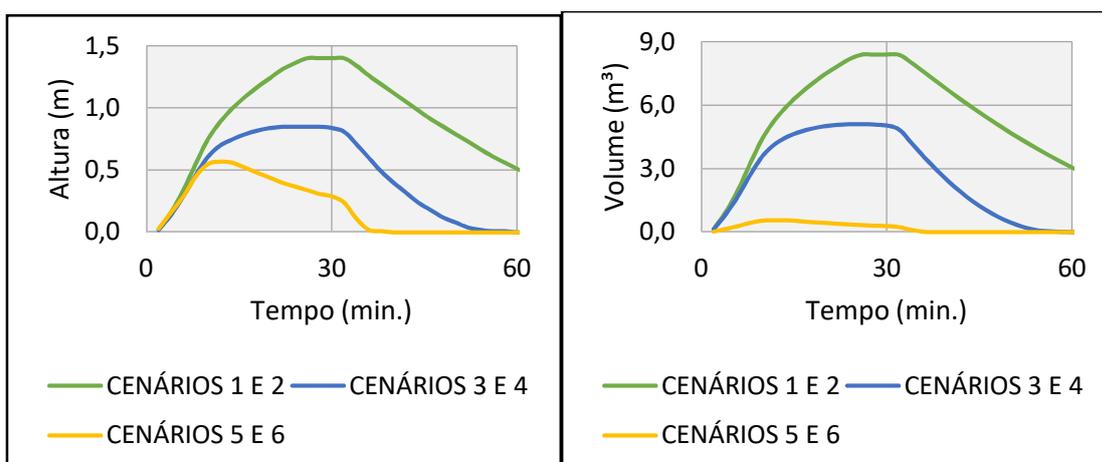
Para dado evento de precipitação os microrreservatórios nos cenários 1 e 2 tiveram seus limites de altura e volume atingidos por um curto intervalo de tempo. Dado acontecimento, além de mostrar a ineficiência dos mesmos para eventos similares, pode também afetar o hidrograma no exutório da rede gerado pelo modelo hidrológico, pois o modelo considera que o volume excedente fica armazenado fora da unidade de armazenamento nesse intervalo de tempo, sendo o volume excedente direcionado para unidade de armazenamento à medida que este apresenta volume disponível. Já os microrreservatórios nos outros cenários tiveram seus funcionamentos considerados eficientes, pois os limites não foram atingidos (Figura 32).

Figura 31: Hidrogramas nos cenários analisados - Chuva sintética 4.



Fonte: Autor, 2018.

Figura 32: Altura da lâmina d'água e volume nos reservatórios – CS 4.



Fonte: Autor, 2018.

#### 4.1.6 Chuva Sintética 5 – $TD = 30 \text{ min.}$ e $TR = 20 \text{ anos}$ – Pico aos 23 min.

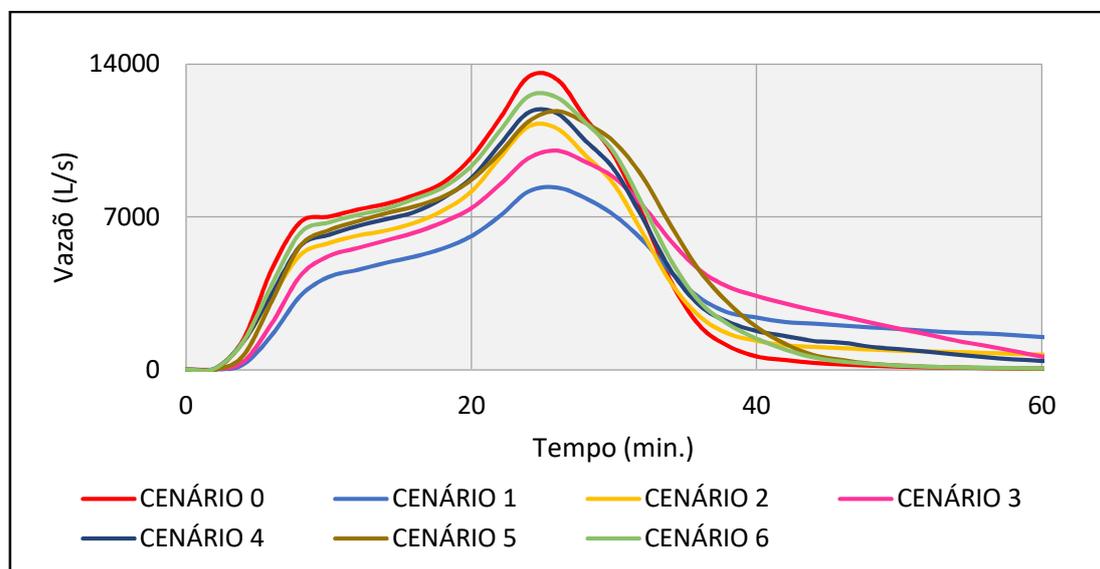
Nas simulações realizadas com dado evento chuvoso os amortecimentos nos cenários se deu de forma idêntica às anteriores, sendo ligados diretamente à quantidade de reservatórios distribuídos e à restrição na saída dos mesmos.

No cenário que representa de como foi projetada a área, sem estruturas de controle, a vazão máxima obtida foi de 13.433,33 L/s, sendo este valor diminuído para 8.345,98 L/s no cenário 1, representando um amortecimento de 37,87% do pico da vazão no

cenário 0. Já no cenário 6, menos limitante, o pico da vazão foi de 12.537,49 L/s, sendo o pico amortecido apenas 6,67% (Figura 33).

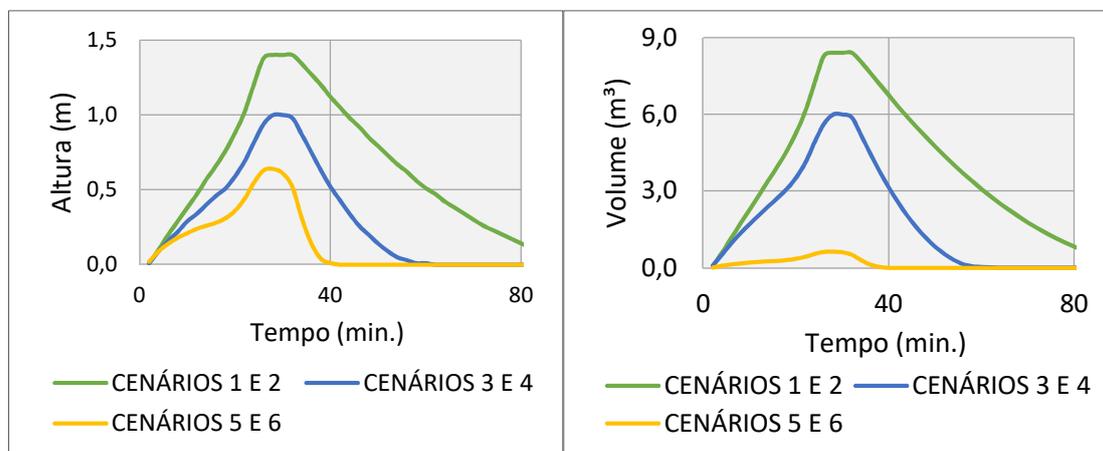
Além dos altos valores de vazões geradas no cenário sem estruturas e nos mais abrangentes, que deixariam a área sob riscos já citados, os microrreservatórios dos cenários 1, 2, 3 e 4 tiveram seus limites de altura e de volume disponível atingidos, destacando-se que nos cenários 1 e 2 o fato aconteceu de maneira mais prolongada que nos microrreservatórios dos cenários 3 e 4, acarretando riscos ao responsável pelo lote. Nos cenários 5 e 6 as estruturas foram consideradas eficientes, visto que os limites foram respeitados por uma boa margem e estes ocupam espaços menores (Figura 34).

Figura 33: Hidrogramas nos cenários analisados - Chuva Sintética 5.



Fonte: Autor, 2018.

Figura 34: Altura da lâmina d'água e volume nos reservatórios – CS 5.



Fonte: Autor, 2018.

#### **4.1.7 Chuva Sintética 6 – TD = 30 min. e TR = 40**

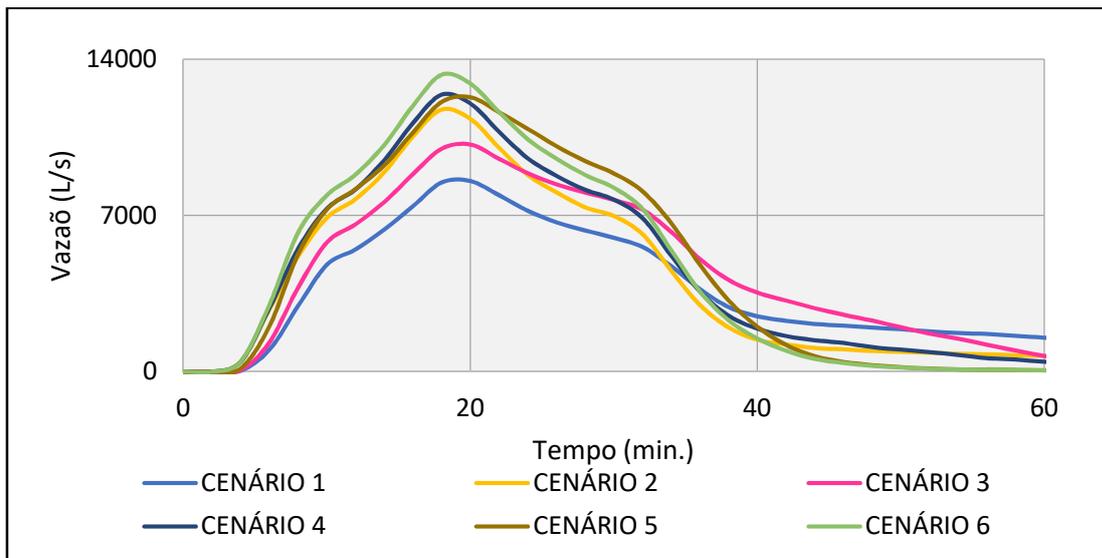
Quando analisado um evento com maior tempo de retorno (40 anos), sendo conseqüentemente de maior intensidade percebe-se ainda que os hidrogramas se portam da mesma maneira que as simulações anteriores, variando de acordo com as vazões de saída dos microrreservatórios e da quantidade distribuída.

Analisando os hidrogramas obtidos no exutório da área para os diferentes cenários foi constatado que, no cenário sem estruturas de controle as altas vazões deixariam em risco a área, podendo afetar a população e o funcionamento ideal da rede de drenagem. No cenário 0 foi obtido um pico de vazão igual a 14.331,34 L/s. Já no cenário mais restritivo, cenário 1, a vazão máxima no exutório da rede foi de 8.536,77 L/s, representando um amortecimento de 40,43%, enquanto que no cenário menos restritivo a vazão máxima foi de 13.320,87 L/s, amortecendo o pico de vazão em cerca de 7,05% (Figura 35). Observa-se ainda que, para dado evento de precipitação, os retardos nos tempos de pico são desprezíveis em todos os cenários considerados.

Quando avaliados os microrreservatórios de modo individual observa-se o mesmo comportamento que em algumas simulações anteriores, onde os limites de volume e altura das unidades de armazenamentos foram atingidos nos cenários 1, 2, 3 e 4. Porém, dada a maior intensidade da chuva e de vazões maiores, o fato aconteceu de maneira mais prolongada quando se compara com o ocorrido na primeira chuva sintética simulada, sobretudo nos microrreservatórios dos cenários 3 e 4 (Figura 36).

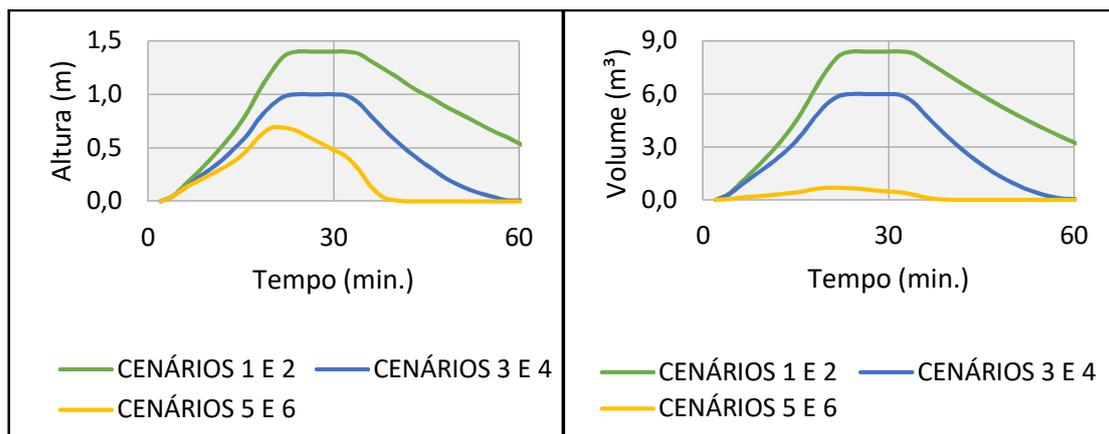
Quando os limites dos reservatórios são atingidos acabam influenciando, mesmo que maneira discreta, o hidrograma no exutório da área, visto que o SWMM considera que o volume excedente fica temporariamente armazenado e é introduzido nos reservatórios a medida que estes apresentam volumes disponíveis. Assim, para dado evento de precipitação os microrreservatórios não funcionaram de maneira eficiente, visto que poderiam provocar pequenos alagamentos nos lotes ou problemas na cobertura da edificação.

Figura 35: Hidrogramas nos cenários analisados - Chuva Sintética 6.



Fonte: Autor, 2018.

Figura 36: Altura da lâmina d'água e volume nos reservatórios – CS 6.



Fonte: Autor, 2018.

#### 4.1.8 Evento Real – 08/05/2017

Assim como nos eventos sintéticos, os amortecimentos variaram de acordo com a restrição das vazões de saída dos microrreservatórios e da quantidade distribuída no loteamento.

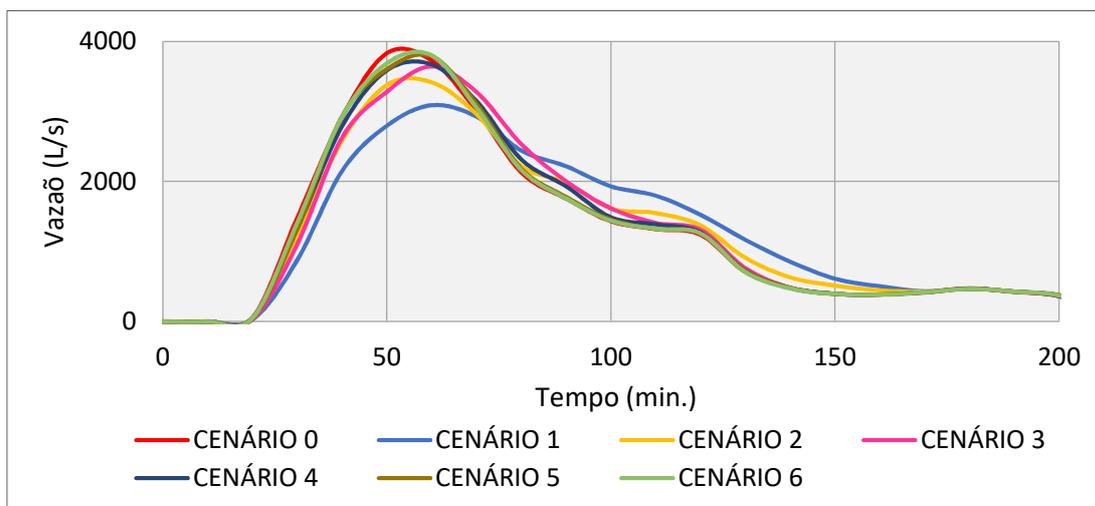
O evento simulado apresenta apenas um pico de vazão, sendo igual a 3.835,91 L/s no cenário sem unidades de armazenamento nos exutórios das bacias que representavam os telhados. Já no cenário mais restritivo a vazão máxima obtida foi de 3.092,04 L/s, representando um amortecimento de 19,39%. Os cenários com restrições intermediárias (cenários 3 e 4) apresentaram amortecimentos de 5,01% e 4,21% respectivamente,

enquanto os menos restritivos ( cenários 5 e 6) apresentaram amortecimentos menores que 1,20%, destacando-se o cenário 6, menos limitante entre todos, que apresentou uma vazão máxima de 3.805,70 L/s (Figura 37).

Os microrreservatórios quando analisados de forma individual se mostraram eficientes em todos os cenários considerados. Destacando-se o cenário mais restritivo, onde a altura máxima da lâmina d'água no microrreservatório atinge menos da metade da altura disponível (1,4 m) (Figura 38).

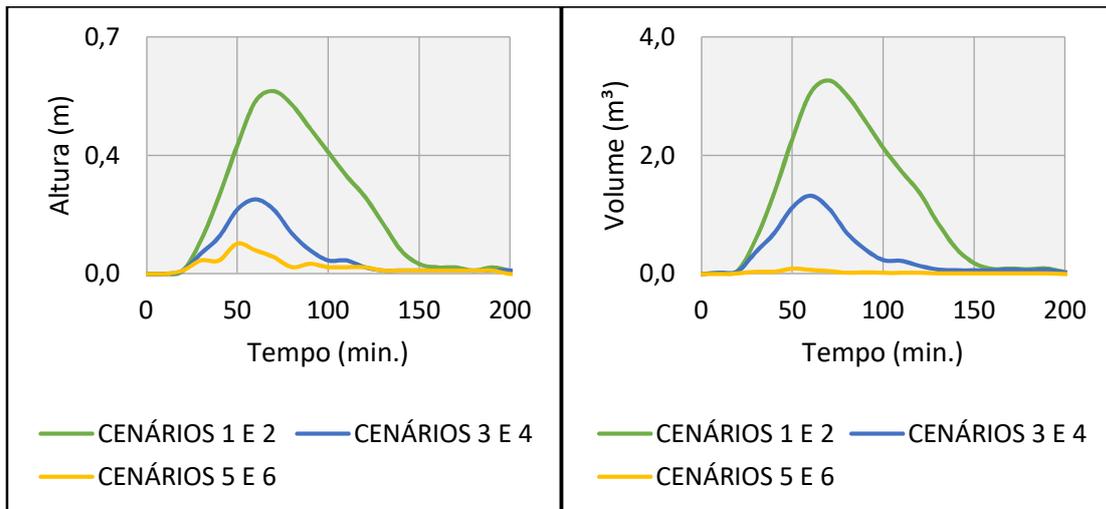
Considerando que os limites dos microrreservatórios não foram atingidos, que os hidrogramas apresentaram leves amortecimentos e que nos cenários 1 e 3 ainda houve retardamento maior no tempo de pico que nos outros cenários, pode-se afirmar que as estruturas dimensionadas são eficientes para o dado evento chuvoso, sobretudo para os cenários intermediários, visto que estes ocupariam espaços menores que os dos cenários 1 e 2.

Figura 37: Hidrogramas nos cenários analisados – 08/05/2017.



Fonte: Autor, 2018.

Figura 38: Altura da lâmina d'água e volume nos reservatórios – 08/05/2017.



Fonte: Autor, 2018.

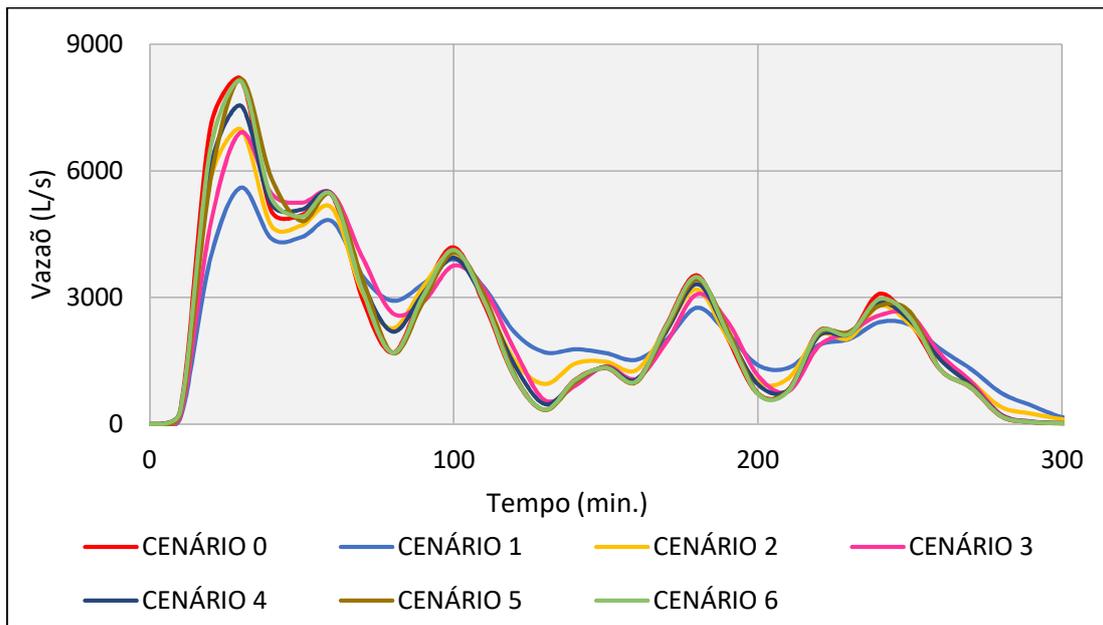
#### 4.1.9 *Evento Real – 29/05/2017*

A partir dos hidrogramas gerados pelo modelo, percebe-se que para o segundo evento real de precipitação, que gerou vários picos de vazão, as maiores atenuações ocorrem no primeiro pico de vazão.

O maior pico de vazão no cenário onde é simulada a drenagem tradicional urbana é de 8.185, 61 L/s, sendo atenuado para 5.605,31 L/s no cenário 1, representando um amortecimento de 31,52%. As simulações apresentam que os outros picos de vazão foram sendo cada vez menos atenuados. Isso ocorre devido ao fato de que quando acontece o próximo pico de precipitação e conseqüentemente de vazão, ainda ocorre escoamento na saída dos reservatórios e que estes ainda se encontram parcialmente preenchidos (Figura 39).

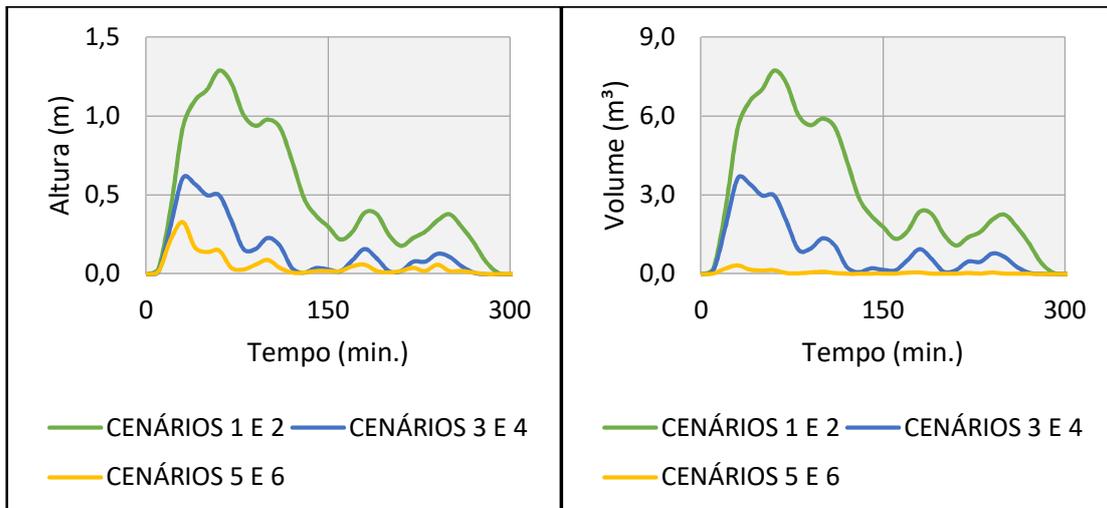
Apesar do alto volume escoado a partir de determinado evento chuvoso, as simulações mostraram que os microrreservatórios foram eficientes em todos os cenários. Nos cenários 1 e 2 a altura máxima que a lâmina d'água atinge é de 1,21 m, restando disponível ainda 0,19 m para atingir o limite (Figura 40). De maneira análoga ao último evento analisado, os microrreservatórios dos cenários 3 e 4 podem ser considerados mais eficientes que os dos cenários 1 e 2, pois ocupariam menos espaços nos lotes e também teriam menores custos financeiros. Já os baixos amortecimentos observados nos hidrogramas dos cenários 5 e 6 estão ligados a baixa vazão de saída dos microrreservatórios e conseqüentemente nos poucos volumes armazenados nos mesmo.

Figura 39: Hidrogramas nos cenários analisados – 29/05/2017.



Fonte: Autor, 2018.

Figura 40: Altura da lâmina d'água e volume nos reservatórios – 29/05/2017.



Fonte: Autor, 2018.

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As análises no presente trabalho foram realizadas utilizando a área de um empreendimento residencial, localizado na grande João Pessoa, considerando ocupações hipotéticas dos lotes residenciais e comerciais, precipitações sintéticas, e eventos reais de precipitações.

A partir da simulação realizada utilizando a chuva de projeto no cenário que representava a abordagem tradicional sobre a drenagem urbana, e de como a mesma foi projetada para a área, foi possível perceber a necessidade de implantar técnicas de controle para atenuar ou diminuir os altos valores escoados superficialmente e pela rede de drenagem, visto que estes ofereceriam riscos a rede de drenagem e a comunidade residente.

Apesar do padrão obtido nos hidrogramas nas chuvas sintéticas, vale salientar as observações a seguir.

Nos cenários onde as vazões de saída dos microrreservatórios eram mais limitantes obteve-se os melhores níveis de amortecimento dos hidrogramas em todas as chuvas analisadas. Em contrapartida, em todos os eventos sintéticos simulados, exceto a chuva de projeto, os mesmos tiveram seus limites alcançados, sendo esse limite atingido por mais tempo de acordo com aumento da intensidade das chuvas. Já quando simuladas as chuvas reais os microrreservatórios se portaram de maneira eficiente.

Quando considerados os cenários com microrreservatórios, com a vazão de saída determinada para atenuar em 50% as vazões geradas nos telhados pela chuva de projeto, os microrreservatórios se mostraram eficiente na maioria das simulações. Nestes cenários foram observados valores de amortecimento menores que nos cenários 1 e 2 respectivamente, porém foi constatado também que na maioria das simulações sintéticas os limites dos microrreservatórios foram atingidos, mesmo que por um curto intervalo de tempo. Ademais, nas simulações com eventos reais de precipitação os limites das unidades não foram atingidos, apresentando ainda bons valores de amortecimento nos hidrogramas da área.

Constatou-se também que a inserção de microrreservatórios apenas na área com as menores cotas altimétricas do empreendimento não aumentaria as vazões no exutórios, como alerta alguns autores.

Por fim, quando analisadas as simulações dos cenários 5 e 6, onde as vazões de saída dos microrreservatórios foram determinadas para atenuar apenas 25% das vazões geradas pela chuva de projeto nos telhados, as estruturas de controle mostraram baixa eficiência, visto as leves atenuações dos hidrogramas em todos os eventos simulados. Além disso, os volumes armazenados durante as simulações foram bem abaixo dos disponíveis, exceto no segundo evento real analisado.

Observa-se ainda a possibilidade de transbordamento das estruturas dos cenários 1, 2, 3 e 4, quando se tenta controlar as vazões geradas pelos telhados a partir de eventos de precipitação com intensidade e duração maiores ou iguais a chuva de projeto. Devendo-se frisar ainda que, as estruturas nos respectivos cenários possuem os maiores valores de volumes disponíveis. Nos cenários 5 e 6 os limites de volume e de altura das unidades foram respeitados, resultando também em baixos valores de amortecimento.

Apesar dos valores de amortecimento serem melhores nos cenários 1 e 2, é possível afirmar que tais estruturas simuladas seriam inviáveis na prática devido ao espaço que ocupariam, além de consequentemente apresentarem maiores custos para construção e manutenção, e ainda pela possibilidade de gerar problemas que afetariam os moradores e outras estruturas presentes nos lotes, pelo transbordamento ou extravasamento.

Então, observando que mesmo obtendo-se os melhores valores de amortecimento no exutório da área nos cenários 1, 2, 3 e 4 os microrreservatórios dimensionados para os respectivos cenários não seriam eficientes, visto que a maioria das chuvas simuladas iriam provocar o extravasamento das unidades de armazenamento, mesmo estas sendo projetadas com grandes dimensões. Já as unidades dimensionadas e simuladas nos cenários 5 e 6 podem ser consideradas eficientes, pois mesmo conseguindo os menores níveis de amortecimento, as mesmas não foram extravasadas em nenhuma das precipitações simuladas.

As realizações de estudos do tipo podem influenciar positivamente os órgãos responsáveis para criação de leis voltadas para o controle do escoamento superficial no meio urbano da região, visto que ainda não existem. Logo, para colaborar ainda mais com a criação de normas e tentando-se aperfeiçoar os resultados do presente trabalho e possibilitar a aplicação da técnica em áreas como a estudada, são sugeridas as seguintes recomendações:

- Avaliar cenários mais parecidos com os intermediários (5 e 6), buscando melhorar os resultados de amortecimento dos hidrogramas e diminuir as dimensões das estruturas, buscando sempre manter a eficiência das mesmas;
- Avaliar cenários com distribuição mais variável em relação a quantidade de microrreservatórios;
- Avaliar cenários com outras estruturas, buscando integrar junto aos reservatórios medidas voltadas para o aumento da quantidade de água infiltrada, como trincheiras e pavimentos permeáveis;
- Avaliar cenários considerando microrreservatórios de retenção com vertedouros, com o objetivo que estes não sejam transbordados;
- Estudar cenários com reservatórios para controlar vazões geradas por áreas maiores, como, por exemplo as vazões geradas quadras e ruas. Buscando analisar cenários com estruturas distribuídas e estruturas concentradas.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8039 - Projeto e execução de telhados com telhas cerâmicas tipo francesa.** Rio de Janeiro - RJ, 1983.

ALMEIDA, M. F. **Aplicação De Técnicas Compensatórias Na Drenagem Urbana, Sob A Ótica Dos Usuários Do Espaço: Estudo De Caso Em São Carlos – SP.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal de São Carlos. São Carlos – SP, 2014.

ANA – Agência Nacional de Águas. **ATLAS ESGOTOS - Despoluição de Bacias Hidrográficas.** Brasília-DF, 2017. Disponível em: <http://atlasesgotos.ana.gov.br/>. Acesso em: fevereiro 2018

BACCHI, J. M. **Avaliação de técnicas compensatórias em drenagem urbana baseadas no conceito de desenvolvimento de baixo impacto, com o apoio de modelagem matemática.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ, 2013.

BAPTISTA, M; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana,** Porto Alegre: ABRH, 2005.

BARBOSA, F. A. R. **Medidas De Proteção E Controle De Inundações Urbanas Na Bacia Do Rio Mamanguape – PB.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa – PB, 2006.

BARBOSA, G. S. **O Desafio do Desenvolvimento Sustentável.** Revista Visões, n 4, v 1, 2008.

BUTLER, D.; DAVIES, J.W. **Urban Drainage.** E & FN Spon, London, UK, 2000.

CAMARA, E. B. **Brasil pode ter risco de enchentes 87% maior até 2100, diz estudo.** Disponível em: [http://www.bbc.com/portuguese/noticias/2011/12/111207\\_enchentes\\_estudo\\_ebc](http://www.bbc.com/portuguese/noticias/2011/12/111207_enchentes_estudo_ebc). Acesso em: outubro 2017;

CEMADEN - Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais. **Mapa interativo - Estações Pluviométricas.** Disponível em: <http://www.cemaden.gov.br/mapainterativo/#>. Acesso em: agosto 2017.

CRUZ, M. S.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. **Controle do Escoamento com Detenção em Lotes Urbanos.** RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 3, n. 4, p.19-31, 1998.

DIAS, F. S.; ANTUNES, P. T. S. **Estudo Comparativo de Projeto de Drenagem Convencional e Sustentável Para Controle de Escoamento Superficial em Ambientes Urbanos**. Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ, 2010.

DRUMOND, P. P. **Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes no município de Belo Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e hidrológica**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2012.

DUARTE, R. X. M., MIGUEZ, M., MASCARENHAS, F. **Modelação matemática de controle de cheias urbanas com uso de Reservatórios de lote**. Publicado nos anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Curitiba -PR, 2003.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Solos do Nordeste**. <http://www.uep.cnps.embrapa.br/solos/index.php?link=pb>. Acesso em: agosto 2017.

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais - Aspectos Tecnológicos: Diretrizes para projetos**. SMDU - Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo, 2012.

FRANCISCHET, M. M., ALAMY FILHO, J. E. **Estudo do efeito de reservatórios de detenção domiciliares na atenuação do escoamento superficial em zonas urbanas, considerando inserção parcial da precipitação no dispositivo de armazenamento**. Publicado nos anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Maceió - AL, 2011.

GARCIA, J. I. B., PAIVA, E. M. C. D. **Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia do Arroio Cancela – RS**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 11, n. 4, 2006, p. 99-108.

GENZ, F. **Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas**. Dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS. Porto Alegre - RS, 1994.

GLOBO. **Enchentes no país tiraram 1,4 milhão de pessoas de casa de 2008 a 2012**. Disponível em: <http://g1.globo.com/brasil/noticia/2014/04/enchentes-tiram-14-mi-de-pessoas-de-casa-e-atingem-1543-cidades-diz-ibge.html>. Acesso em: outubro de 2017.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Áreas urbanizadas do Brasil: 2015**. Coordenação de Geografia. – Rio de Janeiro-RJ, 2017.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Estatísticas do Século XX**. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/presidencia/noticias/29092003estatisticasecxshtml.shtm>. Acesso em: agosto 2017.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Sinopse do censo demográfico 2010**. Brasil. Disponível em: <http://www.censo2010.ibge.gov.br/sinopse/index.php?dados=8>. Acesso em: agosto 2017.

IPH, Instituto de Pesquisas Hidráulicas. **Plano Direto de Drenagem Urbana – Manual de Drenagem Urbana**. Volume VI. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/RS, 2005.

LINDOSO, T. C. M., BUCHER, R. S. A. **Aplicação de Técnicas Compensatórias de Drenagem no 1º distrito de Teresópolis para Minimização de Inundações**. Teresópolis – RJ, 2014.

LOPES, M.D. **Avaliação do efeito de diferentes alternativas de drenagem sustentável no controle do escoamento superficial**. Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia em Engenharia Ambiental. Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa – PB, 2017.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; REZENDE, O. M.; **Drenagem Urbana: do Projeto Tradicional à Sustentabilidade**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.

ONU – Organização das Nações Unidas. **World Urbanization Prospects: The 2007 Revision. United Nations, Department of Economic and Social Affairs Population Division**. Disponível em: [http://www.un.org/esa/population/publications/wup2007/2007WUP\\_Highlights\\_web.pdf](http://www.un.org/esa/population/publications/wup2007/2007WUP_Highlights_web.pdf). Acesso em: novembro 2017.

PARAÍBA, Prefeitura Municipal de João Pessoa. **Código de urbanismo**. João Pessoa. Secretaria de Planejamento, 2001.

PROSAB - Programa de Pesquisas em Saneamento Básico. **MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS**. ABES. Rio de Janeiro-RJ, 2009.

RENNÓ, C. D. SOARES J. V. **CAPÍTULO 2: CONCEITOS BÁSICOS DE MODELAGEM HIDROLÓGICA**. Disponível em: <http://www.dpi.inpe.br/cursos/tutoriais/modelagem/>. Acesso em: setembro 2017.

RIO DE JANEIRO. Decreto nº 23.940 de 30 de janeiro de 2004. **Torna obrigatório, nos casos previstos, a adoção de reservatórios que permitam o retardo do escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem**. Disponível em: <http://www.ademi.org.br/IMG/pdf/doc-946.pdf>. Acesso em: outubro 2017.

ROSSMAN, L. A.; **SWMM - Manual do Usuário**. EPA SWMM Modelo de Gestão de Drenagem Urbana. v.5. 2012.

SILVA, P. O. **Análise de técnicas compensatórias de drenagem urbana para atenuação de inundações em uma sub-bacia do rio Jiquiá no Recife**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco. Recife- PE, 2011.

SILVA, P. O.; CABRAL, J. J. S. P. **Atenuação de Picos de Vazão em Área Problema: Estudo Comparativo de Reservatórios de Detenção em Lote, em Logradouros e em Grande Área da Bacia.** RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 19 n.2, p. 7-18, abr./jun. 2014.

SILVA, D. F. **Análise da influência de microrreservatórios em um loteamento e seus efeitos em escala de bacia.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2016.

SILVA, C. M. **Efeito da Conectividade hidráulica de superfícies permeáveis na geração de escoamento superficial em áreas urbanas.** Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia em Engenharia Ambiental. Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa – PB, 2018.

SOUZA F. C.; GONÇALVES, L. S.; OLDENFUM, J. A. **Planejamento Integrado de Sistemas de Drenagem Urbana.** Porto Alegre, 2007.

TASSI, R. **Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/RS, 2002.

TOMAZ, P. **Curso de Manejo de Águas Pluviais.** Disponível em: <[http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos\\_livros/livro\\_calculoshidraulicos/capitulo\\_04.pdf](http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculoshidraulicos/capitulo_04.pdf)>. Acesso em: fevereiro 2018.

TUCCI, C. E. M., MELLER. A. **Regulação das Águas Pluviais Urbanas.** REGA - Revista de Gestão de Água da América Latina, v. 4, n. 1, p. 75-89, jan./jun., 2007.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas.** Ministério das Cidades, Brasília, 2006.

## 7 APÊNDICE – VALORES DE AMORTECIMENTO

Tabela A 1: Vazões e amortecimentos - Chuva de Projeto

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	13430,04	-
<b>Cenário 1</b>	7971,54	40,64
<b>Cenário 2</b>	10752,8	19,93
<b>Cenário 3</b>	9574,71	28,71
<b>Cenário 4</b>	11521,24	14,21
<b>Cenário 5</b>	11625,08	13,44
<b>Cenário 6</b>	12378,41	7,83

Fonte: Autor, 2018.

Tabela A 2: Vazões e amortecimentos - Chuva Sintética 1.

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	13690,14	-
<b>Cenário 1</b>	8186,82	40,20
<b>Cenário 2</b>	11122,73	18,75
<b>Cenário 3</b>	9743,75	28,83
<b>Cenário 4</b>	11738,61	14,26
<b>Cenário 5</b>	11681,57	14,67
<b>Cenário 6</b>	12638,66	7,68

Fonte: Autor, 2018.

Tabela A 3: Vazões e amortecimentos - Chuva Sintética 2.

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	11896,41	-
<b>Cenário 1</b>	7840,73	34,09
<b>Cenário 2</b>	10071,01	15,34
<b>Cenário 3</b>	9496,22	20,18
<b>Cenário 4</b>	10667,67	10,33
<b>Cenário 5</b>	11133,76	6,41
<b>Cenário 6</b>	11283,70	5,15

Fonte: Autor, 2018.

Tabela A 4: Vazões e amortecimentos - Chuva Sintética 3.

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	11875,12	-
<b>Cenário 1</b>	7808,54	34,24
<b>Cenário 2</b>	10119,50	14,78
<b>Cenário 3</b>	9496,87	20,03
<b>Cenário 4</b>	10667,67	10,17
<b>Cenário 5</b>	11104,65	6,49
<b>Cenário 6</b>	11290,73	4,92

Fonte: Autor, 2018.

Tabela A 5: Vazões e amortecimentos - Chuva Sintética 4.

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	13428,22	-
<b>Cenário 1</b>	7733,02	42,41
<b>Cenário 2</b>	10734,34	20,06
<b>Cenário 3</b>	9139,46	31,94
<b>Cenário 4</b>	11220,76	16,44
<b>Cenário 5</b>	11261,53	16,14
<b>Cenário 6</b>	12150,06	9,52

Fonte: Autor, 2018.

Tabela A 6: Vazões e amortecimentos - Chuva Sintética 5.

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	13433,33	-
<b>Cenário 1</b>	8345,98	37,87
<b>Cenário 2</b>	11154,15	16,97
<b>Cenário 3</b>	10038,34	25,27
<b>Cenário 4</b>	11793,27	12,21
<b>Cenário 5</b>	11863,22	11,69
<b>Cenário 6</b>	12537,49	6,67

Fonte: Autor, 2018.

Tabela A 7: Vazões e amortecimentos - Chuva Sintética 6.

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	14331,34	-
<b>Cenário 1</b>	8536,77	40,43
<b>Cenário 2</b>	11740,33	18,08
<b>Cenário 3</b>	10178,96	28,97
<b>Cenário 4</b>	12415,31	13,37
<b>Cenário 5</b>	12306,06	14,13
<b>Cenário 6</b>	13320,87	7,05

Fonte: Autor, 2018.

Tabela A 8: Vazões e amortecimentos - Evento Real 1.

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	3835,91	-
<b>Cenário 1</b>	3092,04	19,39
<b>Cenário 2</b>	3419,54	10,85
<b>Cenário 3</b>	3643,55	5,01
<b>Cenário 4</b>	3674,36	4,21
<b>Cenário 5</b>	3790,84	1,17
<b>Cenário 6</b>	3805,70	0,79

Fonte: Autor, 2018.

Tabela A 9: Vazões e amortecimentos - Evento Real 2.

	<b>Vazão de Pico (L/s)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Cenário 0</b>	8185,61	-
<b>Cenário 1</b>	5605,31	31,52
<b>Cenário 2</b>	6989,39	14,61
<b>Cenário 3</b>	6909,78	15,59
<b>Cenário 4</b>	7546,62	7,81
<b>Cenário 5</b>	8181,77	0,05
<b>Cenário 6</b>	8132,71	0,65

Fonte: Autor, 2018.