



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
CURSO DE ENGENHARIA HÍDRICA



MARTIM MANDARINO ALVES

**EFEITOS DO DIMENSIONAMENTO DE MICRORRESERVATÓRIOS
COM TEMPO DE RETORNO PROPORCIONAL AO TAMANHO DO
LOTE: UMA ABORDAGEM PROGRESSIVA PARA DRENAGEM
PLUVIAL**

PORTO ALEGRE
MAIO DE 2021

MARTIM MANDARINO ALVES

**EFEITOS DO DIMENSIONAMENTO DE MICRORRESERVATÓRIOS
COM TEMPO DE RETORNO PROPORCIONAL AO TAMANHO DO
LOTE: UMA ABORDAGEM PROGRESSIVA PARA DRENAGEM
PLUVIAL**

TRABALHO DE CONCLUSÃO
APRESENTADO AO INSTITUTO DE
PESQUISAS HIDRÁULICAS DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO
GRANDE DO SUL COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO
TÍTULO DE ENGENHEIRO HÍDRICO.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Dornelles
Coorientadora: Juliana Andrade Campos

PORTO ALEGRE

MAIO DE 2021

CIP - Catalogação na Publicação

Alves, Martim Mandarino
Efeitos do Dimensionamento de Microrreservatórios
com Tempo de Retorno Proporcional ao Tamanho do Lote:
Uma Abordagem Progressiva para Drenagem Pluvial /
Martim Mandarino Alves. -- 2021.
112 f.
Orientador: Fernando Dornelles.

Coorientadora: Juliana Andrade Campos.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto
de Pesquisas Hidráulicas, Curso de Engenharia Hídrica,
Porto Alegre, BR-RS, 2021.

1. Drenagem Urbana. 2. Microrreservatórios. 3.
Vazão de Restrição. 4. Storm Water Management Model.
5. Tempo de Retorno. I. Dornelles, Fernando, orient.
II. Campos, Juliana Andrade, coorient. III. Título.

TERMO DE APROVAÇÃO

EFEITOS DO DIMENSIONAMENTO DE MICRORRESERVATÓRIOS COM TEMPO DE RETORNO PROPORCIONAL AO TAMANHO DO LOTE: UMA ABORDAGEM PROGRESSIVA PARA DRENAGEM PLUVIAL

por

MARTIM MANDARINO AVES

Este(a) Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado(a) em 18 de maio de 2021 como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Hídrico. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Dr. Fernando Dornelles
Orientador – IPH/UFRGS

MSc. Juliana Andrade Campos
Coorientadora – IPH/UFRGS

Prof. Dr. Joel Avruch Goldenfum
IPH/UFRGS

MSc. Daniele Feitoza Silva
IPH/UFRGS

- O Termo de Aprovação assinado encontra-se na Coordenação do Curso -

Dedico este trabalho ao meu avô Rubens
Mandarino, ser humano excepcional, que
dentre tantos ensinamentos o maior de
todos foi quanto a importância de cultivar
as amizades

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a minha família, por toda base e apoio que sempre recebi, principalmente a meus pais, Paulo César e Fabiana, por terem me criado com tanto amor e carinho, sem medir esforços para que eu pudesse chegar até aqui. Sem vocês eu não seria nada, minha eterna gratidão.

Ao ensino público brasileiro, um dos maiores bens da nossa nação, que vem sofrendo grandes desmontes e ataques nos últimos tempos. Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, por ter tido a oportunidade de experienciar seus três pilares, ensino pesquisa e extensão, que ajudaram a formar não só o profissional, mas também o ser humano e cidadão que sou hoje. Viva a Universidade pública, gratuita e de qualidade!

Aos amigos e amigas de Uruguaiana em Porto Alegre, por terem dividido esse início de idade adulta, crescendo e amadurecendo juntos, fazendo me sentir em casa mesmo longe da terra natal e da família de sangue.

Aos amigos que fiz durante a graduação, por me acompanhar nesta caminhada deixando tudo mais leve. Especialmente a Anne e Luísa, pelo companheirismo e amizade ao longo desses anos, trocas de conhecimento e maratonas de trabalhos, regados a strogonoff, mate e tererê.

Ao meu orientador Professor Fernando Dornelles, e coorientadora Juliana Andrade, por terem aceitado me acompanhar na elaboração desse projeto e por todo o apoio e dedicação disponibilizado durante sua elaboração, sempre solícitos a responder minhas dúvidas.

Aos professores, técnicos e funcionários da universidade, por todos os ensinamentos ao longo de minha trajetória. Em especial a Professora Ana Luiza Borges, que tanto nos incentivou e nos manteve motivados em nossos trabalhos durante este período tão delicado que foi a pandemia, e pelo olhar extremamente humano que sempre teve com todos.

Ao NECOD, onde tive minha primeira atividade profissional, na pesquisa, e a todos colegas que por lá passaram e tive o prazer de conviver, em um ambiente de trabalho extremamente leve e agradável.

Ao SASB, projeto que me permitiu grandes vivências, visitando cidades e conversando com a população para a elaboração de planos de saneamento básico. Em especial ao Professor Dieter Wartchow, grande mestre do saneamento.

Ao NESH e a todos companheiros de equipe, aos quais muitos não conheço pessoalmente, porém me ensinaram muita coisa e me ajudaram na elaboração deste trabalho.

*“Do rio que tudo arrasta
Se diz que é violento
Mas ninguém diz
Violentas as margens que o comprimem”
Bertold Brecht*

RESUMO

ALVES, Martim Mandarin. Efeitos do dimensionamento de microrreservatórios com risco de projeto inversamente proporcional ao tamanho do lote. 2021. 111 p. Trabalho de Conclusão de Curso. Engenharia Hídrica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O presente estudo avalia os efeitos do dimensionamento de microrreservatórios com chuvas de tempo de retorno proporcional ao tamanho do lote, com o intuito de gerar uma metodologia mais progressiva e equitativa, onde os lotes menores são menos onerados, e os maiores, mais onerados. Esta abordagem se baseia em um conceito do direito tributário chamado princípio da progressividade, que recomenda que os impostos devem ser cobrados com alíquotas graduais, de acordo com a capacidade econômica do contribuinte. A avaliação foi feita comparando o cenário proposto (TR de projeto variável, proporcional ao tamanho do lote) com outros dois cenários, o primeiro sem microrreservatórios e o segundo com microrreservatórios dimensionados com o mesmo tempo de retorno para todos os lotes. Para fazer a avaliação foram realizadas simulações hidrológicas e hidrodinâmicas desses três cenários no modelo numérico *Storm Water Management Model (SWMM)*, para uma sub-bacia urbana no município de São Leopoldo, no estado brasileiro do Rio Grande do Sul. Os resultados de vazão de pico na rede de drenagem e comportamento dos microrreservatórios foram analisados para comparar o efeito das premissas dos cenários. Com a realização das simulações, foi possível observar a diminuição nas vazões de pico nos dois cenários com microrreservatórios, ao comparar com o cenário sem tais medidas de controle. Ao comparar os dois métodos de dimensionamento de microrreservatório, foi possível observar que para a chuva mais curta (30 minutos) a diferença nas vazões de pico para os dois cenários foi quase nula (0,1% menor para cenário com tempo de retorno padrão em ambos exutórios). Para 2 horas de chuva, o cenário com TR padrão apresentou resultados melhores, com diminuição das vazões de pico, reduzidas 49,6% no exutório norte e 18,6% no sul. Conforme o tempo de duração das chuvas aumenta (6, 12 e 24 horas), o cenário com tempo de retorno variável passou a apresentar resultados cada vez melhores, com diminuição das vazões de pico, chegando a apresentar uma diferença de 9,4% para o exutório norte e 12,8% para o sul, para a chuva de 24 horas de duração. Conclui-se que o dimensionamento dos microrreservatórios com TR proporcional ao tamanho do lote se demonstra vantajoso, pois apresenta resultados melhores para chuvas mais longas, que costumam causar mais transtornos, e é uma proposta mais justa onde pequenos lotes são menos onerados em comparação com os lotes maiores. Tais resultados são específicos para este estudo, devendo ser considerados com cuidado para outras bacias.

Palavras-chave: Drenagem urbana. Microrreservatório. SWMM. Storm Water Management Model. Vazão pré-urbanização. Dimensionamento. Tempo de retorno.

ABSTRACT

ALVES, Martim Mandarin. Effects of on-site micro-reservoirs using dimensioning for risk inversely proportional to lot area. 2021. 111 p. Diplomacy Work (Graduation in Water Resources Engineering) - Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre 2021.

This study compares the effect of on-site micro-reservoirs dimensioned for rain events with return periods proportional to the lot area, aiming for a more progressive methodology, in which smaller lots are less burdened and bigger lots more burdened. The evaluation was made by comparing the proposed scenario (variable return period proportional to lot size) with two other scenarios; one scenario without any micro-reservoirs, and one scenario with micro-reservoirs dimensioned for standard return periods (10 years) for all lot sizes. To perform these evaluations, hydrologic and hydrodynamic simulations of the three scenarios were made using the numeric model *Storm Water Management Model (SWMM)* for an urban subcatchment in the city of São Leopoldo, in the Brazilian state of Rio Grande do Sul. The results of peak flow in the conduits of the drainage system and the level, outflow and overflow of the micro-reservoirs were analysed to compare the effects of the different dimensioning methods on the drainage system. After the simulations, it was possible to notice decreased peak flows for both scenarios with micro-reservoirs, compared to the scenario without micro-reservoirs. Comparing both micro-reservoir scenarios with each other, it was noticed that the difference was almost non-existent for the shortest rainfall duration of 30 minutes (0,1% lower outflow in the standard return period scenario). For a 2-hour rainfall duration, the standard return period scenario showed better results, which means a smaller peak flow, with the peak flow decreasing 49,6% for the north outflow and 18,6% for the south outflow. As the duration of the simulated rain events were increased (6, 12 and 24 hours), the scenarios with variable return period showed increasingly better results compared to the standard return period, reaching a difference of 9,4% for the north outflow and 12,8% for the south outflow for the 24-hour rainfall duration. This study concludes that dimensioning of micro-reservoirs for return periods which are proportional to the lot areas is an advantageous option, as it shows better results of peak flow reduction for longer rain events, which usually are the ones that cause more problems to cities. This may also be a fairer method, where owners of smaller lots are less burdened. These results are specific for this study and should be carefully considered when applied to other study areas.

Keywords: Urban drainage. Micro-reservoirs. SWMM. Storm Water Management Model. Pre-development flow. Dimensioning. Return period.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Microrreservatório de armazenamento.	25
Figura 2 - Microrreservatório de armazenamento e infiltração.	25
Figura 3 - Microrreservatório com dispositivo de retenção de sedimento.	28
Figura 4 - Rearranjo temporal de vazões em medidas de armazenamento.	29
Figura 5 - Etapas metodológicas.	36
Figura 6 - Mapa de localização da área de estudo.	37
Figura 7 - Distribuição dos tamanhos de lotes.	38
Figura 8 - Lotes.	38
Figura 9 - Rede de Macrodrenagem.	39
Figura 10 - Mapa de altimetria.	40
Figura 11 - Mapa de declividade.	40
Figura 12 - Mapa de Uso do Solo.	41
Figura 13 - Distribuição do uso do solo.	42
Figura 14 - Sub-bacias.	51
Figura 15 - Detalhamento das Sub-bacias.	52
Figura 16 - Nós da rede de drenagem.	60
Figura 17 - Trechos da rede de drenagem.	61
Figura 18 - Chuva de projeto com 30 minutos de duração.	64
Figura 19 - Chuva de projeto com 2 horas de duração.	64
Figura 20 - Chuva de projeto com 6 horas de duração.	65
Figura 21 - Chuva de projeto com 12 horas de duração.	65
Figura 22 - Chuva de projeto de 24 horas.	66
Figura 23 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 30 minutos.	69
Figura 24 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 30 minutos.	70
Figura 25 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 30 minutos.	71
Figura 26 - Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 30 minutos.	71
Figura 27 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 30 minutos.	72
Figura 28 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 30 minutos.	72
Figura 29 - Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 30 minutos.	73
Figura 30 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 30 minutos.	73
Figura 31 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 2 horas.	75
Figura 32 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 2 horas.	75
Figura 33 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 2 horas.	76

Figura 34 – Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 2 horas.	76
Figura 35 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 2 horas.	77
Figura 36 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 2 horas.	77
Figura 37– Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 2 horas.	78
Figura 38 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 2 horas.	78
Figura 39 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 6 horas.	80
Figura 40 – Pico do hidrograma do exutório norte para chuva de 6 horas.	80
Figura 41 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 6 horas.	81
Figura 42 – Pico do hidrograma do exutório sul para chuva de 6 horas.	81
Figura 43 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 6 horas.	82
Figura 44 – Vazão no dreno do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 6 horas.	82
Figura 45 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 6 horas.	83
Figura 46 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 6 horas.	83
Figura 47 – Vazão no dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 6 horas.	84
Figura 48 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 6 horas.	84
Figura 49 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 12 horas.	85
Figura 50 – Pico do hidrograma do exutório norte para chuva de 12 horas.	86
Figura 51 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 12 horas.	86
Figura 52 – Pico do hidrograma do exutório sul para chuva de 12 horas.	87
Figura 53 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 12 horas.	87
Figura 54 - Vazão no dreno do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 12 horas.	88
Figura 55 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 12 horas.	88
Figura 56 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 12 horas.	89
Figura 57 – Vazão no dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 12 horas.	89
Figura 58 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 12 horas.	90
Figura 59 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 24 horas.	91
Figura 60 – Pico do hidrograma do exutório norte para chuva de 24 horas.	92
Figura 61 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 24 horas.	92

Figura 62 – Pico do hidrograma do exutório sul para chuva de 24horas.	93
Figura 63 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 24 horas.	93
Figura 64 – Vazão do dreno microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 24 horas.	94
Figura 65 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m ² para chuva de 24 horas.	94
Figura 66 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 24 horas.	95
Figura 67 – Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 24 horas.	95
Figura 68 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m ² para chuva de 24 horas.	96
Figura 69 - Vazão de pico no exutório norte em relação ao tempo de duração da chuva.....	98
Figura 70 - Vazão de pico no exutório sul em relação ao tempo de duração da chuva.....	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dados das Sub-bacias	52
Tabela 2 - Valores de CN e N.	53
Tabela 3 - Distribuição de frequência dos lotes nas sub-bacias.....	55
Tabela 4 - Dimensionamento dos microrreservatórios.	57
Tabela 5 - Volume de reservatórios nas sub-bacias para os cenários TR10 e TRV.	58
Tabela 6 – Volume de reservatórios nos nós para os cenários TR10 e TRV.	59
Tabela 7 - Microrreservatórios analisados.	63
Tabela 8 - Precipitação total dos hietogramas.	66
Tabela 9 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 30 minutos.....	68
Tabela 10 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 2 horas.	74
Tabela 11 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 6 horas.	79
Tabela 12 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 12 horas.	85
Tabela 13 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 24 horas.	90
Tabela 14 - Comparação das vazões de pico para os cenários com presença de microrreservatórios.....	97
Tabela 15 - Tempo em que o nível máximo é atingido.....	99
Tabela 16 - Erro de continuidade no escoamento superficial.....	100
Tabela 17 - Erro de continuidade na propagação de vazão.	100

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DA PESQUISA.....	15
2.1 JUSTIFICATIVA.....	15
2.2 OBJETIVOS.....	16
2.2.1 Objetivo Principal.....	16
2.2.2 Objetivos Secundários.....	16
2.3 PRESSUPOSTOS.....	17
2.4 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	17
2.5 LIMITAÇÃO DO TEMA.....	17
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
3.1 URBANIZAÇÃO E PLANEJAMENTO DA DRENAGEM URBANA.....	18
3.2 MEDIDAS DE CONTROLE DA DRENAGEM URBANA.....	19
3.2.1 Medidas Não-Estruturais.....	20
3.2.2 Medidas Estruturais.....	21
3.2.2.1 Dispositivos de infiltração.....	22
3.2.2.2 Dispositivos de Armazenamento.....	23
3.2.2.2.1 <i>Microrreservatórios</i>	24
3.3 MODELO SWMM.....	30
4 MÉTODO	36
4.1 ÁREA DE ESTUDO.....	36
4.2 METODOLOGIAS ADOTADAS NAS SIMULAÇÕES.....	42
4.2.1 Dados de Entrada.....	43
4.2.1.1 Variáveis das sub-bacias.....	43
4.2.1.2 Variáveis da rede de drenagem.....	44
4.2.1.3 Variáveis dos nós.....	44
4.2.1.4 Variáveis dos microrreservatórios.....	45
4.2.1.5 Precipitação.....	45
4.2.2 Métodos Computacionais.....	46
4.3 DIMENSIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS.....	48
4.4 CENÁRIOS SIMULADOS.....	49
5 APLICAÇÃO DO MÉTODO	51
5.1 ÁREA DE ESTUDO.....	51
5.2 DIMENSIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS.....	57
5.3 DADOS UTILIZADOS NO MODELO SWMM.....	60
5.4 CHUVA DE PROJETO.....	63
5.5 CALIBRAÇÃO DO MODELO.....	66
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	68
6.1 CHUVA DE 30 MINUTOS DE DURAÇÃO.....	68

6.2 CHUVA DE 2 HORAS DE DURAÇÃO	73
6.3 CHUVA DE 6 HORAS DE DURAÇÃO	78
6.4 CHUVA DE 12 HORAS DE DURAÇÃO	84
6.5 CHUVA DE 24 HORAS DE DURAÇÃO	90
6.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	96
7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	101
7.1 CONCLUSÕES.....	101
7.2 RECOMENDAÇÕES.....	102
8 REFERÊNCIAS	105

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento urbano das cidades ocorre muitas vezes de maneira desordenada, sem um planejamento prévio e sem obedecer às normas vigentes e recomendações técnicas, ocasionando mudanças em diversos fatores ambientais e hidrológicos. Um dos principais efeitos do processo de urbanização é a impermeabilização do solo, na qual áreas naturais permeáveis são convertidas em concreto, asfalto, telhados e demais estruturas impermeáveis, diminuindo o processo de infiltração e aumentando o escoamento superficial (TUCCI, 1995). Neste sentido, surgiram os sistemas tradicionais de drenagem urbana, cujo objetivo é captar e afastar a água da maneira mais rápida possível da fonte geradora de escoamento, minimizando os alagamentos e seus impactos ambientais, econômicos e de saúde pública.

Inicialmente a estratégia utilizada para planejar a drenagem se baseava em evacuar rapidamente o escoamento superficial gerado para jusante. Isso se dava por meio de retificações e canalizações de rios e criação de condutos artificiais. Com o tempo percebeu-se que este tipo de abordagem resolvia o problema localmente, porém, as complicações eram transferidas para jusante. Passou-se então a perceber a necessidade de controlar a geração de escoamento próximo de onde ocorre a precipitação, dando origem às técnicas de controle na fonte. A partir daí começam a ser adotadas estruturas que armazenam o escoamento e retardam sua chegada à rede de drenagem ou que facilitam a sua infiltração no solo.

Um dos instrumentos legais utilizados pelos municípios para evitar problemas de drenagem urbana ocasionados pelas construções e a impermeabilização do solo é a definição de uma vazão de pré-desenvolvimento. Esta vazão representa a máxima vazão permitida gerada por um lote que teve sua superfície impermeabilizada, de modo que, se o escoamento não superar esta vazão máxima os seus impactos não serão externalizados (rede pública pluvial não será sobrecarregada). Por outro lado, quando um lote supera esta vazão de restrição no processo de ocupação (edificações, pavimentações), são necessárias intervenções para diminuição da vazão, sendo os microrreservatórios de lote uma das principais estruturas utilizadas para este fim.

Os microrreservatórios de lote são estruturas que detêm uma parte do volume da chuva em seu interior, liberando para a rede de drenagem somente a vazão de pré-desenvolvimento, ou vazão de restrição. O dimensionamento dessas estruturas

geralmente se baseia nas relações entre seus hidrogramas afluentes e efluentes. Um método comumente utilizado é a Curva Envelope (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Segundo Silveira e Goldenfum (2007), este método compara a curva de massa no tempo dos volumes afluentes ao dispositivo com a curva de massa dos volumes dele efluentes, e a máxima diferença entre as duas curvas é o volume de dimensionamento.

Atualmente, todos os lotes têm seus microrreservatórios projetados para uma chuva com mesmo tempo de retorno, independentemente de sua área, valor de mercado ou razão social. É possível encontrar na literatura a recomendação de tempo de retorno entre 2 e 10 anos, que são os valores geralmente adotados pelos municípios. Porém não foi possível encontrar na literatura estudos que utilizem tempos de retorno variáveis de acordo com o tamanho e características do lote onde os microrreservatórios serão instalados, abordagem esta que poderia ocasionar um comportamento mais eficiente da rede de drenagem e representar uma menor oneração para os lotes menores e maior oneração para os lotes maiores

Neste sentido, o presente trabalho se propõe a avaliar o efeito de microrreservatórios dimensionados utilizando chuvas de projeto com tempos de retorno proporcionais ao tamanho dos lotes. Para isto serão utilizados modelos numéricos para a simulação do comportamento da rede de drenagem para diversos cenários.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Neste capítulo serão apresentadas as diretrizes para a elaboração do presente trabalho.

2.1 JUSTIFICATIVA

A utilização de medidas de controle na fonte gera efeitos positivos para a gestão da drenagem urbana. Estas medidas podem ser mais econômicas e tecnicamente viáveis em relação à ampliação rede de drenagem atual, que envolve obras caras e que geram grandes transtornos para a localidade.

O uso de chuvas de projeto com tempo de retorno proporcional ao tamanho do lote representa uma abordagem mais equitativa na gestão da drenagem urbana, onerando os maiores lotes e desonerando os menores. Com esta proposta, lotes com maior área disponível, valor de mercado maior e muitas vezes funcionando como pontos de comércio ou serviço, tendo, portanto, mais condições econômicas e disponibilidade espacial de instalar reservatórios maiores, contribuam de maneira mais efetiva para a diminuição da vazão na rede de drenagem. Já os lotes menores, de menor valor comercial e espaço disponível, contribuem de maneira mais modesta para a diminuição da vazão na rede de drenagem. Esta ideia se baseia no princípio da progressividade, conceito de direito tributário, presente na Constituição Federal, que recomenda que os impostos devem ser cobrados com alíquotas graduais, de acordo com a capacidade econômica do contribuinte.

Devido ao comportamento da vazão de saída da água nos microrreservatórios seguir o comportamento de um orifício, onde a vazão aumenta conforme o nível, espera-se que os reservatórios dimensionados para maior tempo de retorno liberem vazões mais baixas na rede, compensando os microrreservatórios que terão seu tempo de retorno de dimensionamento diminuído e irão extravasar. Com isso, espera-se obter, para o mesmo volume total de microrreservatórios, resultados iguais ou melhores do que para o dimensionamento com tempo de retorno padrão de 10 anos.

2.2 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho são divididos em objetivo principal e objetivos secundários.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do presente trabalho consiste em avaliar os efeitos na rede de drenagem e a eficiência da utilização de tempos de retorno diferentes para o dimensionamento de microrreservatórios de lote. A proposta é que o tempo de retorno utilizado para dimensionamento de cada um dos microrreservatórios seja diretamente proporcional ao tamanho do lote, diminuindo o TR para os menores lotes e aumentando para os maiores.

2.2.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários do presente trabalho são:

- a) Definir os valores de tempo de retorno das chuvas de projeto para cada faixa de tamanho de lote, testando diferentes combinações de TR, buscando um volume total de microrreservatórios o mais equivalente possível para os dois cenários;
- b) Propor uma abordagem progressiva compensatória para o dimensionamento de microrreservatórios, mantendo, e se possível melhorando, os resultados do comportamento da rede de drenagem;
- c) Avaliar o efeito dos microrreservatórios de lote na rede de drenagem, considerando diferentes durações de chuva de projeto (30 minutos, 2, 6, 12 e 24 horas).

2.3 PRESSUPOSTOS

Para a elaboração do presente trabalho foram adotados alguns pressupostos, listadas a seguir:

- a) A precipitação é considerada uniforme em toda a bacia de drenagem;
- b) A vazão de saída dos microrreservatórios varia conforme o nível d'água, não superando, porém, a vazão de pré-urbanização;
- c) Os microrreservatórios recebem o escoamento gerado em toda a área do lote;
- d) Rede de drenagem modificada para que não apresente sobrecarga ou alagamento em nenhum ponto, apresentando condições normais de funcionamento, sem obstruções e/ou rupturas.
- e) Arroio Kruze, no qual os condutos da rede de drenagem da área deságuam, não geram influência nos condutos, não tendo sido simulado.

2.4 DELIMITAÇÃO DO TEMA

O presente trabalho se delimita a realizar as simulações numéricas da rede de drenagem na área selecionada, com os dados disponíveis e avaliar os resultados obtidos.

2.5 LIMITAÇÃO DO TEMA

As principais limitação do presente trabalho são a falta de dados disponíveis para a área, o que impossibilita a validação do modelo, e a representatividade das características da área utilizada para a simulação. O método apresentado tem sua aplicação limitada para o município de São Leopoldo, podendo apresentar resultados diferentes se aplicado em outras regiões.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo visa abordar os assuntos que serão tratados neste trabalho, apresentando uma base conceitual com o intuito de uma melhor compreensão por parte do leitor.

3.1 URBANIZAÇÃO E PLANEJAMENTO DA DRENAGEM URBANA

O processo da urbanização de uma área geralmente ocorre de maneira espontânea, devido a fatores sociais que levam a população a ocupar áreas antes inabitadas, aumentando assim a mancha urbana. Esses processos muitas vezes não obedecem a normas técnicas e legais, levando à ocupação inadequada de áreas com construções irregulares, fatores que podem oferecer riscos à população e causar grandes modificações no ambiente e em seus processos naturais, principalmente os processos hidrológicos (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

Áreas antes sem ocupação permitiam a infiltração da água das chuvas, porém, após a urbanização, grande parte deste solo é impermeabilizado pelo concreto, asfalto, telha e demais construções, e essa impermeabilização do solo leva ao aumento do escoamento superficial, aumentando a frequência e magnitude das inundações e alagamentos (TUCCI, COLLISCHONN, 1998). As inundações são o transbordamento de um curso hídrico, enquanto os alagamentos representam o acúmulo de água nas ruas devido à ineficiência do sistema de drenagem urbana. Também são citados como impactos o aumento da produção de sedimento devido à retirada de vegetação do solo, produção de resíduos sólidos e a piora da qualidade da água devido à lavagem das ruas, transporte de resíduos e ligações irregulares de esgoto cloacal na rede pluvial (SOUZA; GONÇALVES; GOLDENFUM, 2007).

Com o passar do tempo foi observada a necessidade de um sistema de gestão de drenagem urbana eficiente, com o intuito de evacuar as águas pluviais dos centros urbanos. Inicialmente o objetivo era evacuar as águas pluviais o mais rápido possível a jusante. Para isso, eram adotadas medidas estruturais tais quais a retificação e canalização de rios, impermeabilização de áreas e abertura de canais e condutos artificiais. Porém percebeu-se que tal abordagem, conhecida como higienista, apesar

de resolver o problema de maneira local, onde as medidas eram instaladas, apenas transferia as complicações para jusante, ampliando e acelerando os picos de vazão. Os sistemas higienistas estão presentes na maioria das cidades brasileiras, tendo como destaque a cidade de São Paulo, onde diversos rios e riachos foram canalizados, retificados e enterrados, para dar lugar a ruas e avenidas.

A partir da percepção dos problemas causados pelo Sistema Higienista, que adotava um planejamento local, passou-se a procurar soluções que abordassem a gestão em nível de bacia. Percebeu-se que ao invés de acelerar o escoamento para jusante, era necessário controlar a geração deste escoamento e retardar a sua chegada à rede de drenagem, buscando um comportamento hidrológico em níveis anteriores à urbanização. Esta técnica ficou conhecida como compensatória, e faz uso de estruturas que armazenam as águas pluviais e liberam na rede uma vazão limitada e que propiciam a infiltração da água no solo. São exemplos destas estruturas as bacias de retenção e detenção, banhados, pavimentos porosos, trincheiras de infiltração, microrreservatórios de lote, dentre outros.

Atualmente muitos projetos fazem uso de um conjunto de ações integradas conhecidas *Low Impact Development* (LID), que tem características preventivas, fazendo uso de paisagens funcionais para a melhora das características de infiltração e detenção da bacia natural associada ao projeto (BAHIENSE, 2013). A LID foi desenvolvida nos Estados Unidos e foi adaptada e particularizada para a realidade de outros países, onde pode receber outros nomes.

3.2 MEDIDAS DE CONTROLE DA DRENAGEM URBANA

As medidas de controle de drenagem urbanas podem ser classificadas em dois grupos: medidas estruturais e medidas não estruturais. As medidas estruturais são estruturas físicas destinadas a minimizar problemas específicos e localizados, enquanto as não-estruturais consistem em regulamentações, normas e políticas educacionais. Ambas têm importância e dificilmente estão dissociadas (TUCCI, 1999).

3.2.1 Medidas Não-Estruturais

As medidas não-estruturais são medidas que não envolvem obras físicas, mas sim esforços legais para diminuição de prejuízos e prevenir os riscos à população devido à modificação dos processos hidrológicos. Elas visam a introdução de princípios básicos de drenagem urbana sustentável e integrada por meio de legislação, normas e manuais técnicos e de preparo da sociedade para a implementação e obediência destes princípios (SUDERHSA, 2002). Tendem a apresentar menores custos do que medidas estruturais, porém exigem esforços políticos maiores para serem implementadas, pois segundo Tucci (1999), geram desgaste político para o administrador público, visto que a população espera por obras hidráulicas, e não instrumentos de gestão. Além disso podem impor sanções a populações que vivem em áreas de risco ou aumentar burocracia e custos em obras a serem realizadas.

São exemplos de medidas não-estruturais a regulação do uso e ocupação do solo, o zoneamento de áreas inundáveis, sistemas de previsão e alerta de inundações, seguros de inundação, Plano Diretor de Drenagem Urbana, manuais de drenagem, legislação específica e programas de educação ambiental.

A regulação do uso e ocupação do solo estabelece as atividades que podem ser realizadas em cada área e sua possibilidade de ocupação para o futuro. Por meio dela pode-se definir a taxa de impermeabilização do solo dos lotes que recebem construções e estabelecer recomendações para criação ou manutenção de áreas vegetadas, com o intuito de aumentar a quantidade de precipitação infiltrada e diminuir o escoamento superficial (RIGHETTO, 2009). Outro ponto importante dessa medida é, tendo em vista o objetivo de retornar as condições naturais de bacia e controlar a geração de escoamento na fonte, definir uma vazão máxima que um lote pode liberar na rede de drenagem. Esta vazão é conhecida como vazão de restrição ou vazão de pré-desenvolvimento, e é calculada levando em conta a área do lote. Quando a vazão gerada por um lote supera a vazão de restrição, é preciso fazer uso de medidas estruturais para diminuir a vazão de saída a níveis inferiores a vazão de restrição.

Os principais instrumentos legais para a regulação do uso e ocupação do solo no nível municipal são o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (PDDU), o Código de Obras, a lei de parcelamento do uso e ocupação do solo, o zoneamento e os planos, programas e projetos setoriais, dentre eles o Plano Diretor de Drenagem

Urbana (PDDrU) e o Manual de Drenagem. Os últimos dois itens estão no momento (2019-2021) sendo elaborados para o município de São Leopoldo pelo Núcleo de Estudos em Segurança Hídrica (NESH), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

3.2.2 Medidas Estruturais

As medidas de controle estruturais são aquelas que envolvem a construção de estruturas físicas que têm como intuito diminuir e retardar os picos de vazão e/ou o volume total do escoamento superficial gerado pela área onde a medida é instalada. Esses objetivos são atingidos por meio do armazenamento do volume precipitado e sua liberação de forma gradual na rede de drenagem e/ou da criação de condições propícias a infiltração desta água no solo.

As medidas de controle estruturais podem ser divididas em dois grupos, de acordo com sua escala de atuação: controle centralizado ou controle na fonte. As medidas de controle centralizadas atuam em uma área de drenagem maior, sendo obras públicas ou relacionadas a loteamentos ou condomínios. Tem-se como exemplo as bacias de retenção e detenção, que são reservatórios que acumulam água da chuva e a libera de maneira gradual ao longo do tempo, respeitando uma vazão de restrição, e dependendo de suas características pode também propiciar a infiltração da água no solo. A bacia de retenção apresenta um volume mínimo de água mesmo em períodos não chuvosos, que podem ser utilizados como elemento paisagístico e evita a proliferação de plantas indesejadas. Já a bacia de detenção é esvaziada totalmente após o evento chuvoso, o que propicia sua utilização de seu espaço para outras atividades pela população em períodos não chuvosos.

Já as medidas de controle na fonte estão associadas a um lote individual ou pequeno conjunto de lotes, praças ou passeios, realizando o controle de áreas de drenagem reduzidas. Tem-se como exemplo os poços de infiltração, pavimentos permeáveis, telhados armazenadores, microrreservatórios de lote, valas, valetas e áreas de armazenamento e infiltração, dentre outras. São as estruturas geralmente utilizadas quando um lote ultrapassa seu limite de impermeabilização e passa a gerar uma vazão maior que a vazão de restrição.

Não existe regra quanto a qual tipo de medida estrutural utilizar, sendo necessária a avaliação das características do local. Segundo Baptista, Nascimento e Barraud (2005), o processo da escolha da medida a ser adotada deve passar por duas etapas: eliminação e decisão. Na etapa de eliminação devem ser analisadas as características físicas da área de onde a medida será implantada e as demandas das diversas medidas possíveis. A etapa de decisão é a escolha da medida estrutural tendo como base as avaliações da primeira etapa.

Antes da execução do projeto de qualquer tipo de estrutura é necessário realizar um diagnóstico sobre o sistema existente na região (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Com um diagnóstico representativo é possível obter dados que ajudarão a escolher a melhor opção de estrutura pra área, bem como sua localização e dimensionamento, o que pode aumentar sua eficiência e diminuir os custos, evitando sub ou superdimensionamentos.

Conforme já citado anteriormente, as soluções estruturais têm como meios de atenuação do escoamento superficial o armazenamento temporário ou a infiltração no solo, e em alguns casos a união das duas técnicas. A seguir serão expostas as características de ambos os princípios, com características, vantagens e limitações.

3.2.2.1 Dispositivos de infiltração

Estes dispositivos funcionam por meio do direcionamento e acúmulo da água em uma área com solo permeável. É criada uma coluna d'água, que vai lentamente infiltrando no solo e reabastecendo o aquífero. Existe uma grande gama de dispositivos que atuam seguindo este princípio, variando em tamanho e geometria. São exemplos as bacias, trincheiras e poços de infiltração, jardins de chuva e áreas vegetadas (*Swales*).

A aplicabilidade e eficiência dos dispositivos de infiltração dependem das características do solo e do nível do lençol freático na região a ser instalado O solo deve apresentar uma boa capacidade de infiltração e baixo nível de lençol freático (TASSI, 2002). A taxa de infiltração saturada do solo deve apresentar valores maiores que 7,6 mm/h, e não é recomendado a utilização da técnica para solos classificados pela *Natural Resources Conservation Service* (NRCS) como pertencente aos grupos hidrológicos C e D (URBONAS e STAHERE, 1993). Estes grupos hidrológicos de solos

são classificados por Musgrave (1955) como tendo baixas capacidades de infiltração, sendo o grupo C solos rasos de todas as classes texturais com capacidades mínimas de infiltração de 1,27 a 3,81 mm/h e o grupo D solos com alta taxa de expansão na superfície ou subsuperfície devido ao elevado teor de argila ou coloide, com capacidade mínima de infiltração de aproximadamente 1,27 mm/h.

As estruturas de infiltração apresentam a vantagem de ocasionar um aumento na qualidade da água. Conforme ocorre a infiltração, poluentes presentes na água podem ficar retidos nas camadas superiores do solo, que atua como um filtro natural, evitando que essas partículas cheguem ao lençol freático. Porém essa característica pode também representar uma desvantagem, devido a colmatação da estrutura. A colmatação é o depósito de partículas e o desenvolvimento de bactérias no fundo da estrutura, que acaba ocupando os espaços vazios e diminuindo a porosidade e da condutividade hidráulica do solo. Com o tempo e sem a manutenção adequada a estrutura pode vir a se tornar inútil devido à diminuição de sua capacidade de infiltração (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

3.2.2.2 Dispositivos de Armazenamento

Os dispositivos de armazenamento funcionam como reservatórios que se enchem durante os eventos chuvosos, acumulando uma parte do volume de água precipitado e liberando parte desse volume gradualmente na rede de drenagem, respeitando um limite de vazão, ocasionando a diminuição e o retardo dos picos de vazão na rede. Este princípio se assemelha a devolver a capacidade de armazenamento da bacia, que é perdida quando o solo é impermeabilizado (AGRA, 2001).

A geometria, o tamanho e o material dos dispositivos de drenagem podem variar bastante. Seu tamanho se dá de acordo com a área que ele pretende drenar, podendo ser desde um microrreservatório residencial até grandes bacias de detenção e retenção, fazendo parte da macrodrenagem urbana. Podem ser construídos em concreto, abertos ou fechados, sendo que a última opção possibilita a utilização de sua laje para outros propósitos, como quadras esportivas ou praças, mesmo quando cheio. Os dispositivos podem ser construídos também por meio de escavações e

taludes em terra, que apresentam a vantagem de funcionar como estruturas mistas, de armazenamento e infiltração.

Segundo Mascarenhas et al. (2005), os dispositivos de armazenamento ocasionam uma pequena melhora na qualidade da água. Isso ocorre devido aos sólidos em suspensão, que acabam por se depositar no fundo do dispositivo por decantação. Porém esse efeito que implica na melhora da qualidade da água também gera a necessidade de uma manutenção periódica da estrutura. Com o tempo a deposição dos sólidos pode gerar o assoreamento do reservatório, que consiste no acúmulo de grandes volumes de sólidos depositados, o que diminui o volume útil do reservatório. Para evitar esse problema, limpezas periódicas são necessárias para retirada do material depositado. Essa necessidade de limpeza representa uma desvantagem para os reservatórios fechados em relação aos abertos, que são de muito mais fácil acesso e limpeza.

3.2.2.2.1 Microrreservatórios

Os microrreservatórios são pequenas medidas estruturais de drenagem que atuam direto na fonte, por meio da detenção do escoamento gerado. São medidas utilizadas para controle da drenagem de pequenas áreas, como residências, edifícios ou lotes. Possuem estrutura simples, geralmente no formato de paralelepípedo, porém, podendo apresentar outros formatos para fins arquitetônicos e de melhor incorporação às construções. Podem ser construídos em concreto, alvenaria, fibrocimento, acrílico ou outro material, sendo abertos, fechados, enterrados e até localizados no telhado das edificações. Estes fatores os tornam extremamente versáteis sob o ponto de vista arquitetônico, se adaptando à estrutura onde será instalado, o que os torna estruturas de armazenamento bastante populares (TASSI, 2002).

Podem apresentar fundo de material impermeável, atuando somente como dispositivo de armazenamento (Figura 1) ou ser instalado sem fundo, direto no solo, o que faz atuar como dispositivo de infiltração (Figura 2).

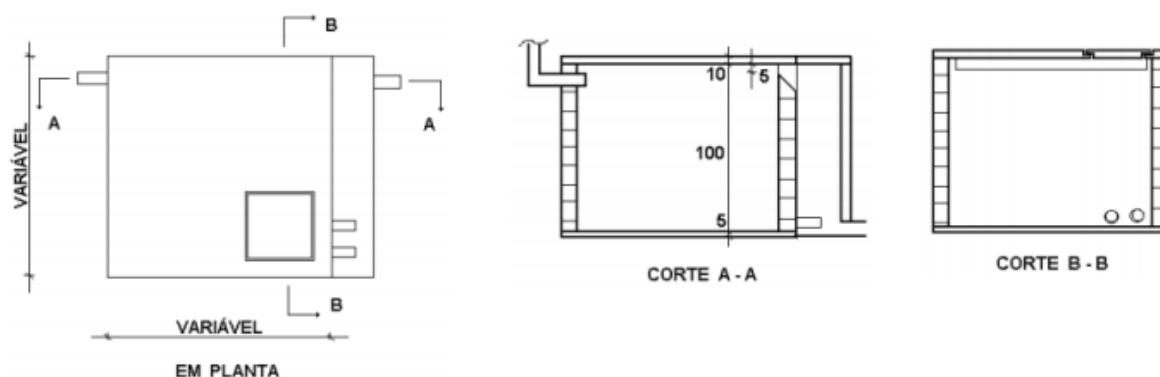


Figura 1 - Microrreservatório de armazenamento.
Fonte: Cruz; Tucci e Silveira (1998)

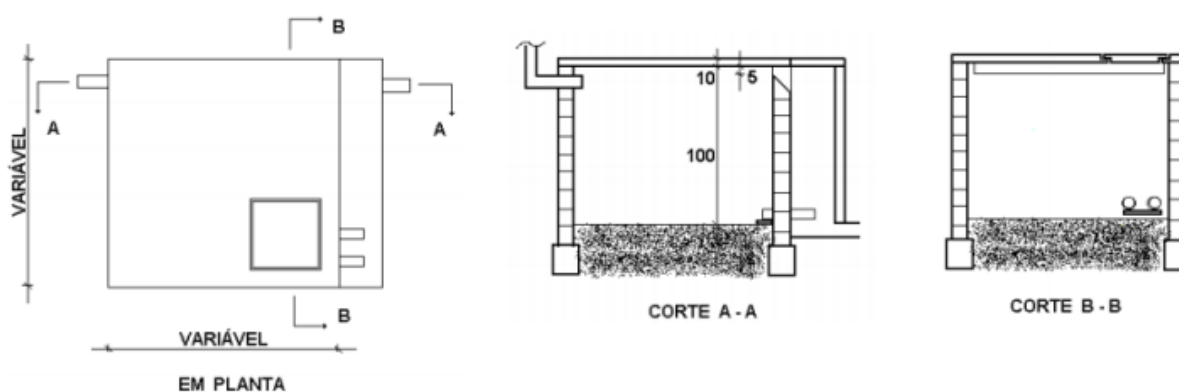


Figura 2 - Microrreservatório de armazenamento e infiltração.
Fonte: Cruz; Tucci e Silveira (1998).

A estrutura dos microrreservatórios de lote é bastante simples, contando com 4 partes principais: O reservatório, que é a maior parte da estrutura e onde a água é armazenada; a canalização de entrada, por onde o volume drenado na área sob a qual o reservatório atua entra no microrreservatório; o descarregador de fundo ou dreno, por onde o volume armazenado é gradualmente liberado, respeitado a vazão de restrição; e o vertedouro, que é um dispositivo de segurança que extravasa a água caso o reservatório esteja cheio e ocorra uma chuva maior que a chuva para qual o sistema foi projetado.

Para a instalação dos microrreservatórios subterrâneos, deve-se levar em conta a cota da rede pluvial, com a intenção que o sistema funcione por gravidade (DEP, 2005), o que evita a necessidade de bombeamento e diminui os custos do projeto e de energia elétrica ao longo do tempo. A cota da rede deve limitar a escavação do projeto e a posição do descarregador de fundo. Porém, é recomendado pelo DEP (2005) quando possível, a instalação de microrreservatórios abertos, visto

a sua facilidade de manutenção e limpeza, além do menor custo. Segundo Cruz (1998) o custo geral da implementação de um microrreservatório subterrâneo representa entre 3 e 4 vezes o custo de uma estrutura aberta gramada.

Segundo Agra (2001), diversos autores citam como um ponto positivo das medidas de controle na fonte a possibilidade de transferir a responsabilidade do controle de drenagem do poder público para o próprio usuário. A implantação de microrreservatórios de lote geralmente é mais econômica e tão eficiente quanto a construção de grandes bacias de armazenamento ou o aumento da capacidade das galerias e condutos de drenagem. Um estudo comparando a eficiência e os custos da implementação de um reservatório de detenção e da implantação de microrreservatórios nos lotes foi realizado por Amaral (2014). Por meio de simulações foi possível chegar à conclusão que o cenário com microrreservatórios apresentou uma melhor relação custo-benefício, com maior amortecimento e retardo do pico de vazão, com custos 52% menores que o reservatório de detenção.

A desvantagem desta abordagem é que isso pode gerar custos econômicos elevados aos donos dos lotes, que nem sempre tem recursos para construção das estruturas. Este problema pode ser contornado por meio de medidas fiscais e econômicas aos lotes que implementarem as medidas, tais como desconto no IPTU e nos outros serviços de saneamento básico (abastecimento de água, coleta e tratamento de esgoto e gestão de resíduos sólidos), dependendo de como for a gestão do saneamento no município.

Forgiarini (2010) realizou estudo quanto à disposição dos proprietários de lotes de uma bacia urbana de Porto Alegre a pagar e a receber pela resolução de problemas drenagem. Foram apontados resultados que indicam a eficiência das políticas de incentivo fiscal, tais quais a redução de impostos, com a maioria dos proprietários declarando que instalariam medidas de controle na fonte em seus lotes caso houvesse algum incentivo positivo.

Segundo Rezende (2010), uma das desvantagens de ter um sistema descentralizado, com diversas estruturas individuais, é a dificuldade do controle e da fiscalização por parte do poder público. Dispositivos instalados em propriedades privadas, podendo estar nos fundos do terreno, dificultam o acesso dos agentes aos mesmos. Além disso, também existe a dificuldade de adesão das propostas por parte da população residente das áreas mais altas da bacia, onde dificilmente os efeitos das deficiências do sistema de drenagem são sentidos.

Cruz (1998) realizou simulações para diferentes estruturas de armazenamento em lotes com taxas de impermeabilização variável. O dimensionamento foi feito com o objetivo de reduzir os picos de vazão a níveis semelhantes aos pré-urbanização. Com os resultados foi possível observar que em um lote de 600 m² com 100% de impermeabilização do solo, a situação mais crítica possível, a construção de um reservatório entre 2,5 e 3 m³ possibilitaria a manutenção da vazão de pico desejada ocupando apenas cerca de 1% da área total do lote.

Apesar dos microrreservatórios serem soluções individuais que atuam em nível de lote, é necessária a sua avaliação em conjunto, em nível de bacia, para avaliar o efeito de todas as vazões geradas no exutório, para que as mesmas não superem o valor limite estabelecido (SUDERHSA, 2002).

Os microrreservatórios sofrem com o problema da deposição dos sólidos presentes no escoamento no fundo da estrutura, o que gera assoreamento e diminuição do volume útil da estrutura. Outro problema causado por essa deposição é a obstrução do descarregador de fundo, componente que possibilita liberar parte do volume acumulado, de maneira gradual, para a rede de drenagem. Para contornar esse problema, Agra (2001) recomenda a utilização de descarregadores de fundo com diâmetro igual ou superior a 50 mm e a instalação de uma estrutura de retenção de sólidos junto ao ponto de entrada do escoamento no microrreservatório. Essas medidas não anulam a necessidade de manutenção da estrutura, que segundo o autor deve ser realizada após os eventos chuvosos, com a remoção dos sedimentos e principalmente das folhagens. A Figura 3 apresenta um microrreservatório com a presença da caixa de retenção de sedimentos, que evita a entrada de sedimentos maiores no microrreservatório.

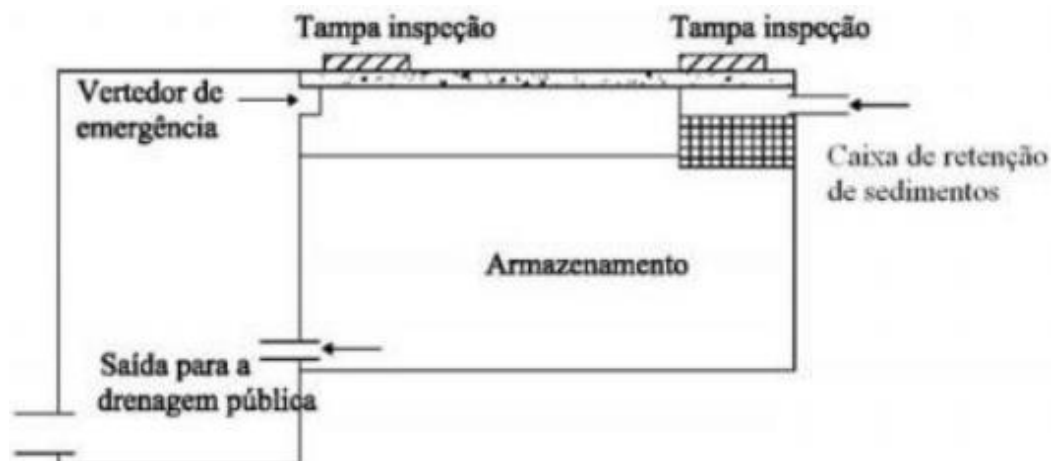


Figura 3 - Microrreservatório com dispositivo de retenção de sedimento.
Fonte: DEP (2005).

A redução da vazão de pico após a instalação de microrreservatórios pode ser observada por meio de dois estudos que tiveram resultados semelhantes. Drumond (2012) simulou os efeitos dos microrreservatórios em lotes na sub-bacia do córrego da Avenida Francisco Sá, em Belo Horizonte, enquanto Tassi (2002) simulou as mesmas estruturas em uma bacia hidrográfica de Porto Alegre. Ambos os estudos chegaram a uma redução do pico de vazão de 50% em relação as simulações das bacias sem os microrreservatórios.

Por meio de modelagem hidráulico-hidrológica Silva (2016) realizou a avaliação do impacto dos microrreservatórios em escala de lote e de loteamento. Os microrreservatórios foram dimensionados para uma chuva de 10 anos de tempo de retorno. Para o lote foi possível observar a eficiência dos dispositivos na redução da vazão de pico para valores próximos aos valores de pré-urbanização. Já para o loteamento, a vazão de pico foi atenuada em pelo menos 44%.

Para dimensionar o volume a ser armazenado por um microrreservatório pode ser utilizada uma técnica chamada Curva Envelope. Esta técnica compara um hidrograma de entrada e um hidrograma de saída, conforme o gráfico da Figura 4. O volume necessário é igual a maior diferença entre o hidrograma de entrada e o de saída para um determinado tempo. Após instalada, a estrutura funcionará armazenando o escoamento enquanto a entrada for maior que a saída. Quando ocorre a inversão e a saída passa a ser maior que a entrada, o volume anteriormente armazenado será liberado.

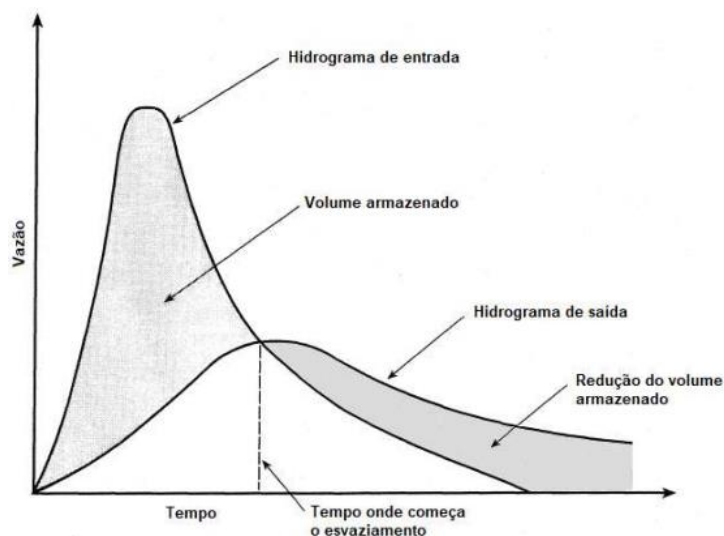


Figura 4 - Rearranjo temporal de vazões em medidas de armazenamento.
Fonte: adaptado de Lowndes (2000).

O hidrograma de entrada representa o escoamento superficial da chuva de projeto utilizada para o dimensionamento da estrutura. Esta chuva de projeto tem um determinado tempo de retorno que define o grau de segurança do microrreservatório. Quanto maior o tempo de retorno da chuva, maior seu hidrograma e maior será o volume da estrutura, porém também é maior seu custo (PORTO, 1995).

O tempo de retorno da chuva de projeto geralmente tem um valor definido pela gestão municipal, sendo semelhante ao tempo de retorno das estruturas de microdrenagem. De acordo com Villela e Matos (1975), Chow, Maidment e Mays (1988) e Pinto (1987), a definição do tempo de retorno deveria ser feita por critérios econômicos, buscando os menores valores possíveis de custo de implementação e custo esperado de prejuízos causadas por falhas das estruturas ao longo de sua vida útil. Porém a estimativa dos custos das falhas é de difícil obtenção, o que leva a utilização de valores tabelados e aceitos no meio técnico para diversos tipos de obras de drenagem.

Cruz; Tucci e Silveira (1998) recomendam o uso de uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos para o dimensionamento de microrreservatórios. Tominaga (2013) sugere uma precipitação com risco hidrológico moderado, correspondente a um tempo de retorno entre 2 e 10 anos. Segundo Baptista; Nascimento e Barraud (2005) o tempo de retorno não deve ultrapassar 10 anos, pois para eventos maiores que esse a microdrenagem deixa de operar de maneira conveniente. Para Tucci (2005), as estruturas projetadas para tempo de retorno superior a 10 anos passam a se tornar economicamente inviáveis.

É possível encontrar na literatura a recomendação de tempo de retorno entre 2 e 10 anos, que são os valores geralmente adotados pelos municípios. Porém não foi possível encontrar na literatura estudos que utilizem tempos de retorno variáveis de acordo com o tamanho e características do lote onde os microrreservatórios serão instalados.

O hidrograma de saída representa a vazão liberada pelo microrreservatório na rede de drenagem. Essa vazão de saída geralmente é a vazão de pré-dimensionamento, uma vazão relativa ao escoamento gerado por uma área antes de sua impermeabilização, definida pelo poder público municipal. Caso as modificações no uso e ocupação do solo e sua impermeabilização ocasionem um aumento da vazão de saída do lote, a legislação obriga o proprietário e usuário da rede de drenagem a instalar medidas de controle de escoamento na fonte, para que só seja liberada na rede a vazão de pré-dimensionamento.

O valor da vazão de pré-dimensionamento varia entre os municípios, pois a sua definição depende de características do local de estudo. Geralmente o valor pode ser encontrado nos manuais de drenagem ou nos planos diretores de drenagem urbana. Em Porto Alegre o Decreto Municipal nº15.371/2006 estabelece o valor é de 20,8 l/s.ha (DEP, 2005). No município de São Paulo é utilizado o valor de 25 l/s.ha, presente no Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais (SMDU, 2012). Para a região metropolitana de Curitiba é utilizado o valor de 27 l/s.ha (SUDERHSA, 2002). Em Tubarão (SC) a vazão é de 20,6 l/s.ha, presente no Plano Municipal de Macrodrenagem (PMT, 2018). Em São Leopoldo o valor definido pelo Plano Diretor de Drenagem Urbana é de 23,23 l/s.ha.

3.3 MODELO SWMM

Para avaliar de maneira completa os efeitos de medidas de drenagem não basta somente observar os seus impactos a nível local no lote, mas sim realizar uma avaliação integrada, a nível de bacia hidrográfica, levando em conta toda a rede de drenagem e as características físicas da região. Essa avaliação se dá por meio de modelos que tentam simular os fenômenos que ocorrem em uma situação e escala real, nos retornando os resultados esperados para esta hipótese. Esses modelos

podem ser de dois tipos: modelos físicos ou modelos computacionais. Os modelos físicos são estruturas em escala reduzida que respeitam leis de semelhança hidráulica, permitindo a simulação e observação dos fenômenos físicos. Já os modelos computacionais são softwares que contêm as equações e regras que regem os fenômenos a serem simulados, e geram resultados conforme as informações fornecidas quanto a área estudada, tais quais dimensões da rede de drenagem, características da bacia e eventos chuvosos, por exemplo.

Os modelos computacionais são a abordagem mais utilizada para as simulações de rede de drenagem. Eles têm como objetivo simular precipitação, escoamento superficial, interceptação, infiltração e evapotranspiração, além da interação destes processos com a rede de drenagem (ROSSMAN, 2008). Estes modelos nos informam dados quanto a vazão nos condutos, altura do escoamento, alagamentos, dentre outros, possibilitando identificar pontos críticos da rede que estão sujeitos a falhas.

Inicialmente eram necessários modelos diferentes para simular os fenômenos hidráulicos e hidrológicos do evento a ser estudado. O modelo hidrológico calculava os valores de descarga máxima e o hidráulico simulava o funcionamento hidráulico da rede de drenagem. Com o passar do tempo os modelos evoluíram, sendo possível encontrar modelos desenvolvidos por entidades de pesquisa tradicionais que unem a hidráulica e a hidrologia em um software único (SMDU, 2012).

Segundo Righetto (2009), os modelos computacionais são muito utilizados quando é necessária uma tomada de decisão e a necessidade de comparar diversos cenários. Os modelos computacionais permitem variar os parâmetros de entrada, como o tempo de retorno da chuva de projeto, diâmetro dos condutos, tipos de estruturas presentes na bacia, dentre outros, sem muita dificuldade e incremento nos custos.

O modelo computacional usado no presente trabalho é o *Storm Water Management Model* (SWMM), desenvolvido pela *Environmental Protection Agency* (EPA), a Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos. É um modelo bastante difundido na área de drenagem urbana, sendo muito utilizado nos Estados Unidos e diversos outros países. Está disponibilizado de maneira gratuita, com código aberto e apresenta uma fácil utilização. O modelo foi criado nos anos 70, e se encontra atualmente na versão 5.1. Ao longo do tempo foram sendo adicionados novos

melhoramentos e funcionalidades ao programa (ROSSMAN, 2015), sendo hoje em dia um dos modelos mais completos e robustos na área de drenagem urbana.

O modelo se divide em nove blocos, sendo quatro blocos computacionais e cinco blocos de serviços. Os blocos computacionais são: *Runoff* (transformação chuva-vazão), *Transport* (transporte na rede de drenagem utilizando o método de onda cinemática), *Extran* (modelagem hidrodinâmica em condutos e canais), *Storage/treatment* (armazenamento e tratamento de poluentes). Os blocos de serviços são: *Statistics*, *Graph*, *Combine*, *Rain* e *Temperature*.

O bloco *Runoff* é responsável por transformar a precipitação informada em escoamento superficial. O modelo pode trabalhar com precipitação de chuva ou de neve, sendo capaz de simular degelo, infiltração de água no solo, retenção e escoamento na superfície e em canais (AMARAL, 2014). O usuário deve inserir as informações sobre as características das sub-bacias a serem simuladas, dentre elas a porcentagem da área permeável e impermeável.

Para as áreas permeáveis, toda precipitação será transformada em escoamento superficial, a não ser que ocorra retenção inicial devido à altura de armazenamento em depressão (AMARAL, 2014), fator este que deve ser informado no parâmetro “altura de armazenamento em depressão”. Já nas áreas impermeáveis é preciso selecionar um dos três métodos de infiltração disponíveis no modelo, que são: Curva Número (CN) do NRCS, Horton ou Green-Ampt. Os parâmetros relativos ao método escolhido devem ser calculados e informados somente para a área permeável da sub-bacia. Caso o valor de CN calculado tenha levado em conta a área impermeável, a simulação irá considerar o efeito da área impermeável duas vezes (AUTODESK, 2013).

O SWMM considera cada uma das sub-bacias como um reservatório não linear, que tem seu escoamento superficial regido pela combinação da equação de Manning e da equação da continuidade. A equação é resolvida pelo método numérico de Newton-Raphson.

$$\frac{dh}{dt} = i - \frac{W}{A * n} * (h - d_p)^{5/3} * \sqrt{S} \quad (1)$$

Onde h representa a profundidade da água no reservatório, t o tempo, i a intensidade da chuva, W a largura representativa da sub-bacia, A a área da sub-bacia,

n o coeficiente de rugosidade de Manning, d_p a altura do armazenamento por depressão e S a declividade da sub-bacia.

Segundo Helfer (2019), o fluxo de água sobre a superfície ocorre quando a profundidade de água na sub-bacia supera o armazenamento máximo de depressão. A profundidade da água é calculada por meio do equilíbrio dos valores do fluxo de entrada e do fluxo de saída da sub-bacia, desprezando a evapotranspiração.

A rede de drenagem deve ser inserida no modelo pelo usuário, utilizando o conceito de condutos (*links*) e nós (*junction*). Os nós são pontos iniciais ou finais (exutório), de um trecho, pontos de confluência de dois ou mais trechos, pontos de mudança de direção da rede, ou também pontos médios de condutos, para evitar a inserção de condutos muito extensos no modelo, o que pode gerar instabilidades na simulação. Já os condutos são os trechos da rede de drenagem, tal quais tubulações, galerias de drenagem pluvial e canais, estando ligados em suas duas extremidades a nós.

Os blocos *Transport* e *Extran* simulam a propagação do escoamento pela rede de drenagem inserida pelo usuário. Para realizar a simulação é necessária a escolha de um dos métodos de propagação: onda cinemática, onda dinâmica ou regime uniforme. Os métodos da onda cinemática e do regime uniforme resolvem as equações de Saint Venant de maneira simplificada, enquanto o método da onda dinâmica resolve Saint Venant de maneira completa, gerando resultados mais precisos. O modelo SWMM utiliza o método numérico de Euler modificado para a resolver as equações.

Segundo Rossman (2015), o modelo de onda dinâmica pode considerar em sua simulação efeitos como ressaltos hidráulicos, remanso, perdas nas entradas e saídas de trechos, fluxo pressurizado e armazenamento nos trechos. Por ser um modelo mais completo e que gera resultados mais precisos, a onda dinâmica também gera um custo computacional mais elevado, e isso deve ser levado em conta na montagem da simulação. Roesner et al (1988 apud MELLER, 2004) destacam que o tempo de simulação, ou passo de tempo, é uma importante variável no uso do modelo de onda dinâmica, recomendando a utilização de passo entre 5 e 60 segundos. Autodesk (2013) recomenda valores de 1 a 60 segundos. Bertoni (1998) recomenda que o passo não ultrapasse o tempo de viagem de uma onda dinâmica percorrendo o menor trecho do sistema.

O bloco *Storage/Treatment* possibilita a simulação do armazenamento e do tratamento de até três poluentes diferentes. Foi inicialmente concebido para simular o escoamento de poluentes em uma unidade de armazenamento ou estação de tratamento com condições climática seca ou úmida (HELPER, 2019)

A qualidade dos parâmetros de entrada fornecidos ao modelo interfere diretamente na qualidade dos resultados obtidos. Esse efeito pode ser potencializado devido a sensibilidade do modelo para determinados parâmetros. Garcia e Paiva (2006) analisaram a sensibilidade dos blocos *Runoff* e *Transport* quanto aos parâmetros de entrada. Para o bloco *Runoff*, os parâmetros mais sensíveis, que ocasionavam maior diferença na vazão de pico, foram a porcentagem de área impermeável, seguido da largura do escoamento e do coeficiente de rugosidade de Manning. Já em relação ao volume do escoamento, os parâmetros mais sensíveis foram os de infiltração da equação de Horton e porcentagem de área impermeável. Para o bloco *Transport*, foi identificado como parâmetro mais sensível o coeficiente de rugosidade de Manning, que gerou maiores diferenças no valor da vazão de pico, especialmente para rugosidades baixas.

Outras análises de sensibilidade dos parâmetros foram realizadas por Amaral (2014), destacando também o percentual de área impermeável, e Rosa, Clausen e Dietz (2015) que citam os parâmetros ligados à infiltração, como o déficit de umidade e o coeficiente de rugosidade de Manning.

A versão 5.1 do modelo *SWMM* traz a possibilidade de utilizar na simulação oito tipos de dispositivos *LID (Low Impact Development)*, dentre eles, os microrreservatórios. As estruturas são representadas no modelo como uma combinação de camadas verticais cujas propriedades são definidas por unidades de área. Durante a simulação o modelo realiza o balanço hídrico, determinando o que escoar de uma camada para outra e o que é armazenado. As estruturas são inseridas nas sub-bacias do modelo, e logo após é necessário informar as propriedades referentes ao percentual de área impermeável e a largura do escoamento (ROSSMAN, 2015).

James e Dymond (2012), Zahmatkesh et al. (2015) e Ahiablame e Sjakya (2016) realizaram simulações de diversos dispositivos *LID* no modelo *SWMM*, dentre eles os microrreservatórios e obtiveram resultados que indicam a redução do escoamento superficial e dos picos de vazão no exutório da bacia. Ahiablame e

Shakya (2016) também demonstraram que diversificar os tipos de estrutura LID é mais indicado do que a utilização de um único tipo de medida em toda a área de estudo.

Bai et al. (2019) realizaram estudos comparando o efeito de LID's de armazenamento, LID's de infiltração e LID's de infiltração e armazenamento, para uma mesma sub-bacia. As simulações do SWMM indicaram melhores resultados quanto a geração de escoamento e vazão de pico para as estruturas que combinam infiltração e armazenamento.

Diversos outros estudos avaliam os efeitos de dispositivos LID na rede de drenagem por meio de simulações no SWMM, com efeitos como redução da vazão de pico, diminuição do volume do escoamento e melhora na qualidade da água (BOSLEY, 2008; LEE et al., 2012; JIA, LU YU e CHEN, 2012; QIN, LI e FU, 2013; ROSA, CLAUSEN e DIETZ, 2015).

4 MÉTODO

O presente capítulo apresenta a estratégia metodológica utilizada para realizar o trabalho, descrevendo a área de estudo e os dados utilizados. As etapas metodológicas utilizadas durante a realização deste trabalho são listadas na Figura 5.

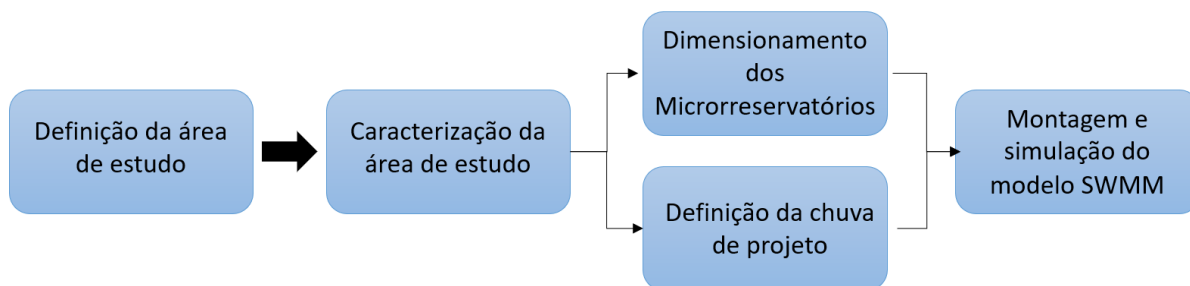


Figura 5 - Etapas metodológicas.

4.1 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo compreende uma pequena bacia hidrográfica urbana da cidade de São Leopoldo, no estado do Rio Grande do Sul, na região metropolitana de Porto Alegre. Esta bacia está inserida na sub-bacia do Arroio Kruze, que por sua vez pertence a Bacia Hidrográfica do Rio dos Sinos. A bacia do Arroio Kruze deságua na margem esquerda do Rio dos Sinos, que corta o município de São Leopoldo de leste a oeste.

Esta bacia está localizada nos bairros Rio Branco e Jardim América, possuindo uma área de aproximadamente 80,139 hectares. Ela deságua na margem esquerda do Arroio Kruze, que limita a área de estudo a nordeste.

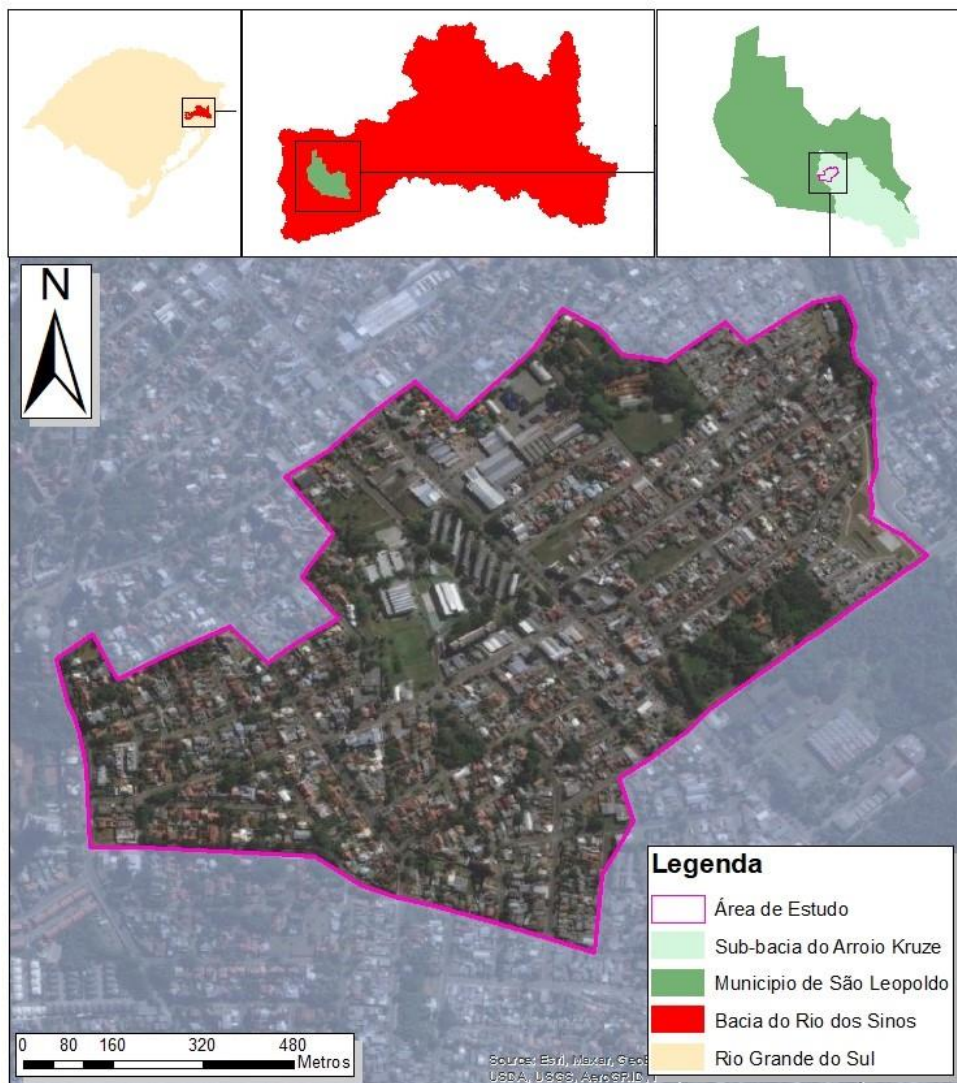


Figura 6 - Mapa de localização da área de estudo.

A área foi escolhida buscando uma distribuição de tamanhos de lote semelhante à do município de São Leopoldo, de forma que os resultados obtidos das simulações e hipóteses criadas para esta pequena área sejam representativos à resposta esperada para o município como um todo, possibilitando replicar a metodologia para outras áreas do município, ou ele como um todo.

Esta escolha se deu por meio da análise de um *shapefile*, arquivo georreferenciado contendo todos os lotes registrados no município. A Figura 7 mostra a distribuição dos tamanhos de lote da área selecionada e do município de São Leopoldo. O histograma foi gerado com 7 classes: lotes com até 100 m², de 100 a 200 m², de 200 a 300 m², de 300 a 400 m², de 400 a 500 m², de 500 a 600 m² e de áreas maiores que 600 m².

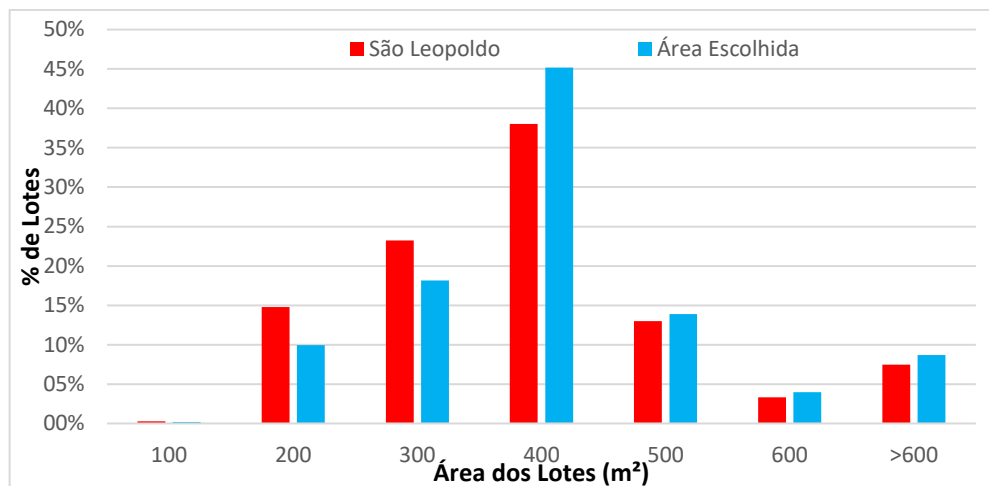


Figura 7 - Distribuição dos tamanhos de lotes.

A área selecionada possui um total de 1.056 lotes, com áreas entre 91,6 a 62.676,3 m², com 59,2% dos lotes na faixa entre 300 e 500 m². É possível observar os lotes da área de estudo por meio do mapa apresentado na Figura 8:

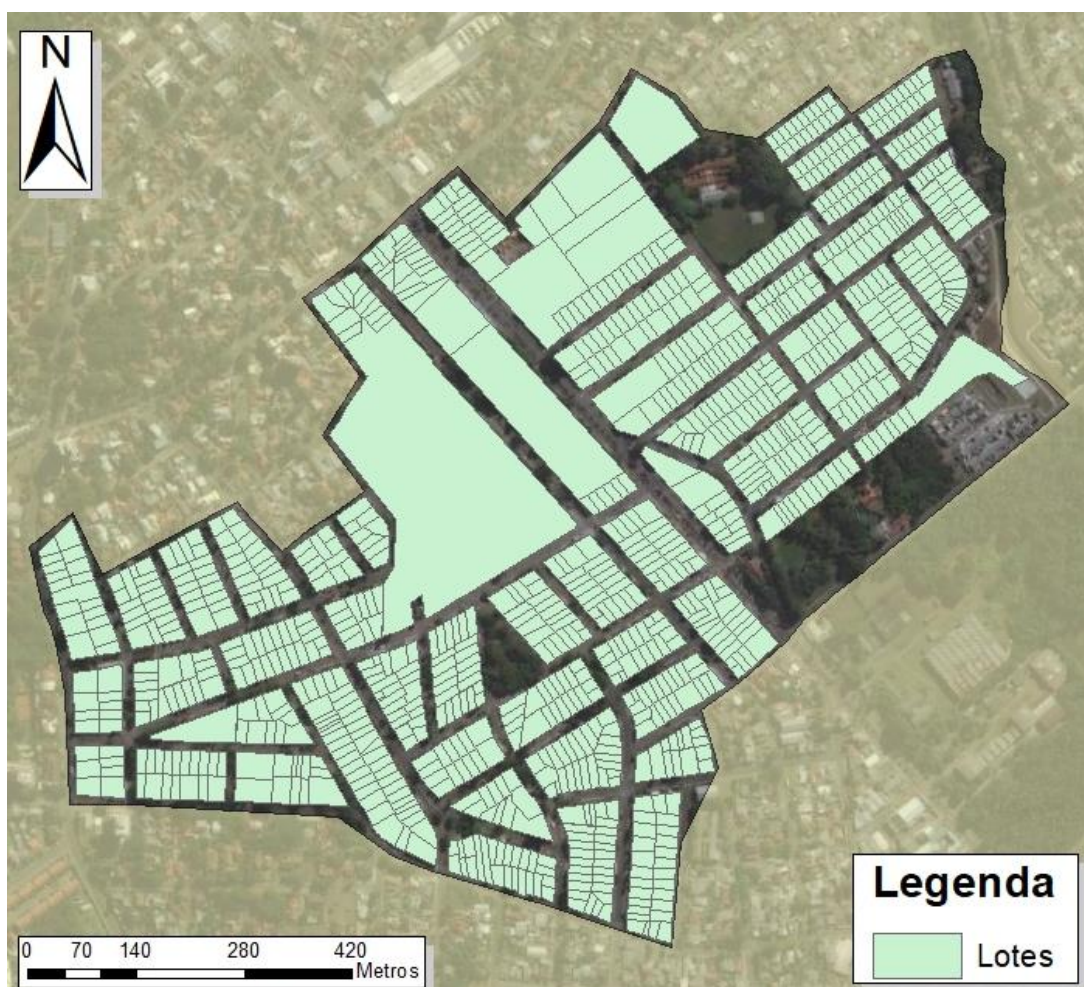


Figura 8 - Lotes.

A rede de macrodrenagem da área é composta por duas linhas de condutos de 800 mm que drenam a área da bacia em direção nordeste, até desaguar no Arroio Kruze, conforme pode ser observado na Figura 9. A altimetria da área e a sua declividade foram geradas a partir do modelo digital de elevação (MDE), fornecido pela Prefeitura de São Leopoldo, e do software *ArcGis*. Os mapas gerados são apresentados na Figura 10 e Figura 11.

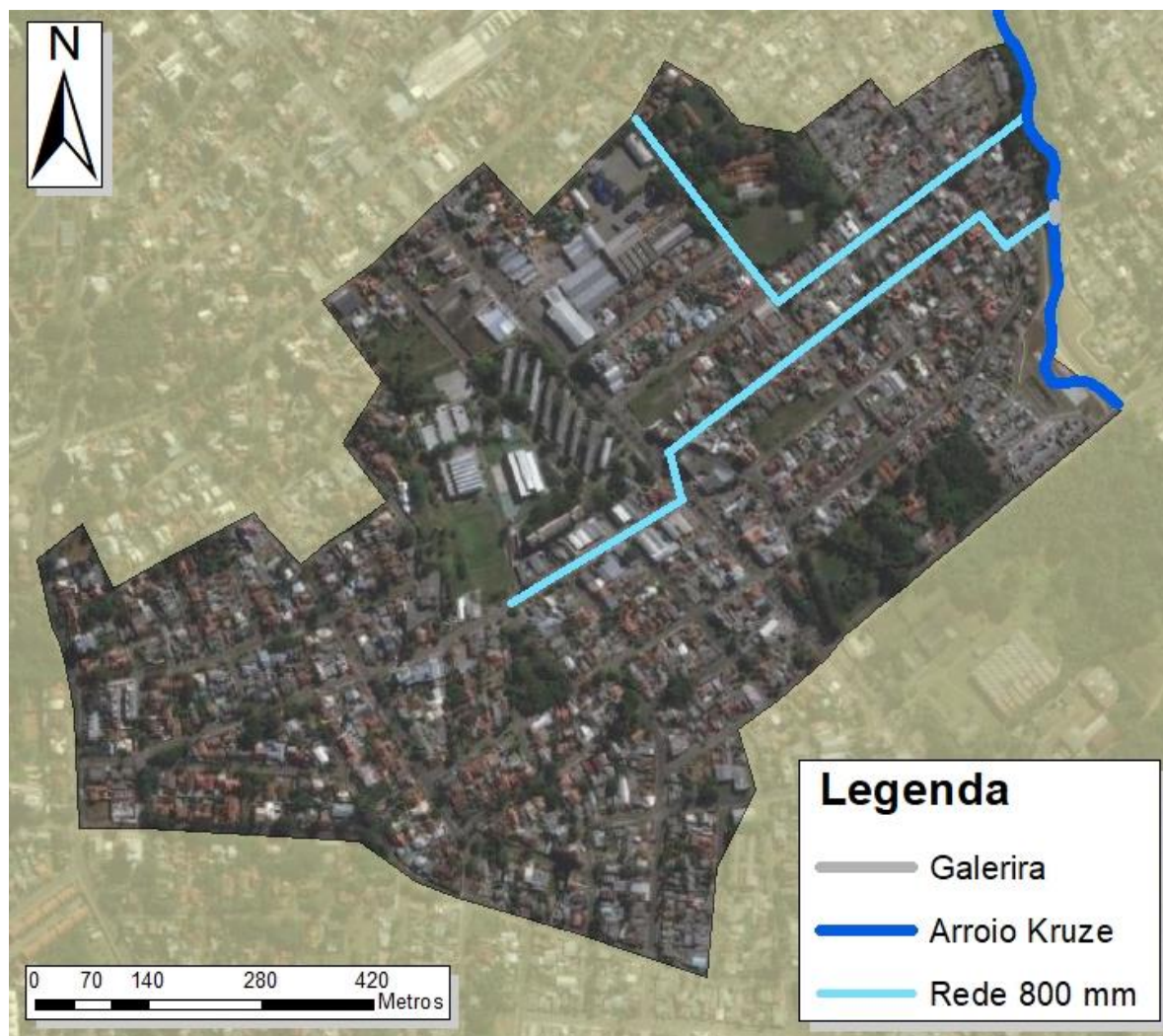


Figura 9 - Rede de Macrodrenagem.

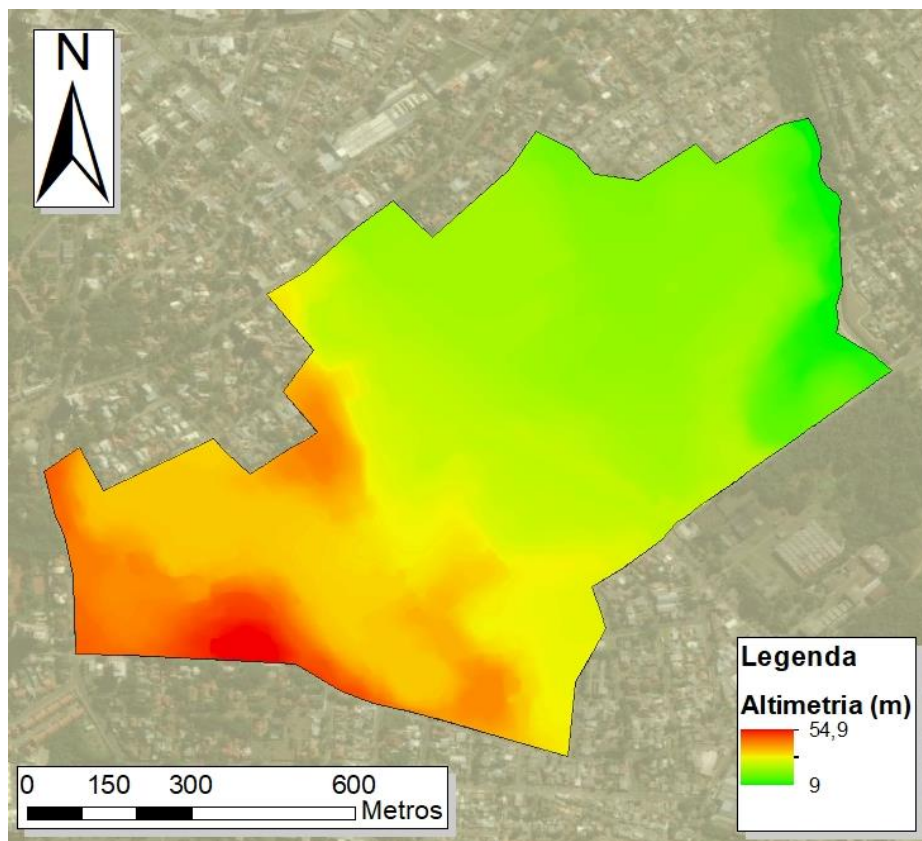


Figura 10 - Mapa de altimetria.

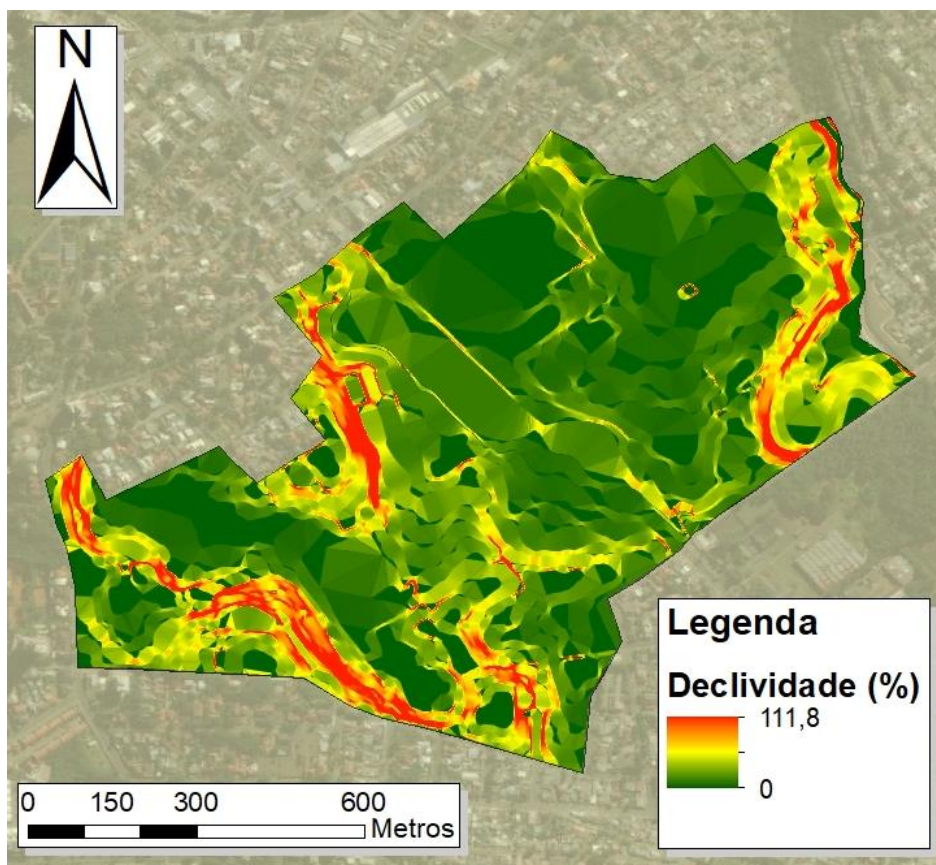


Figura 11- - Mapa de declividade.

O tipo de solo da área de estudo, conforme classificação de uso do solo do IBGE é inteiramente de área urbana. Já a distribuição dos usos de solo foi realizada com imagens de satélite disponibilizadas pela Prefeitura Municipal de São Leopoldo. A área contém 6 classes de uso e ocupação do solo: mata, vegetação rasteira, solo exposto, vias pavimentadas, área construída e corpos hídricos, conforme apresentado no mapa da Figura 12. A classificação foi gerada por meio da técnica de classificação supervisionada, do software *ArcGis*. Grande parte da área de estudo é composta por área construída (55,2%) e vias pavimentadas (15%), o que representa uma grande área de solo impermeável. Esta distribuição é apresentada na Figura 13.

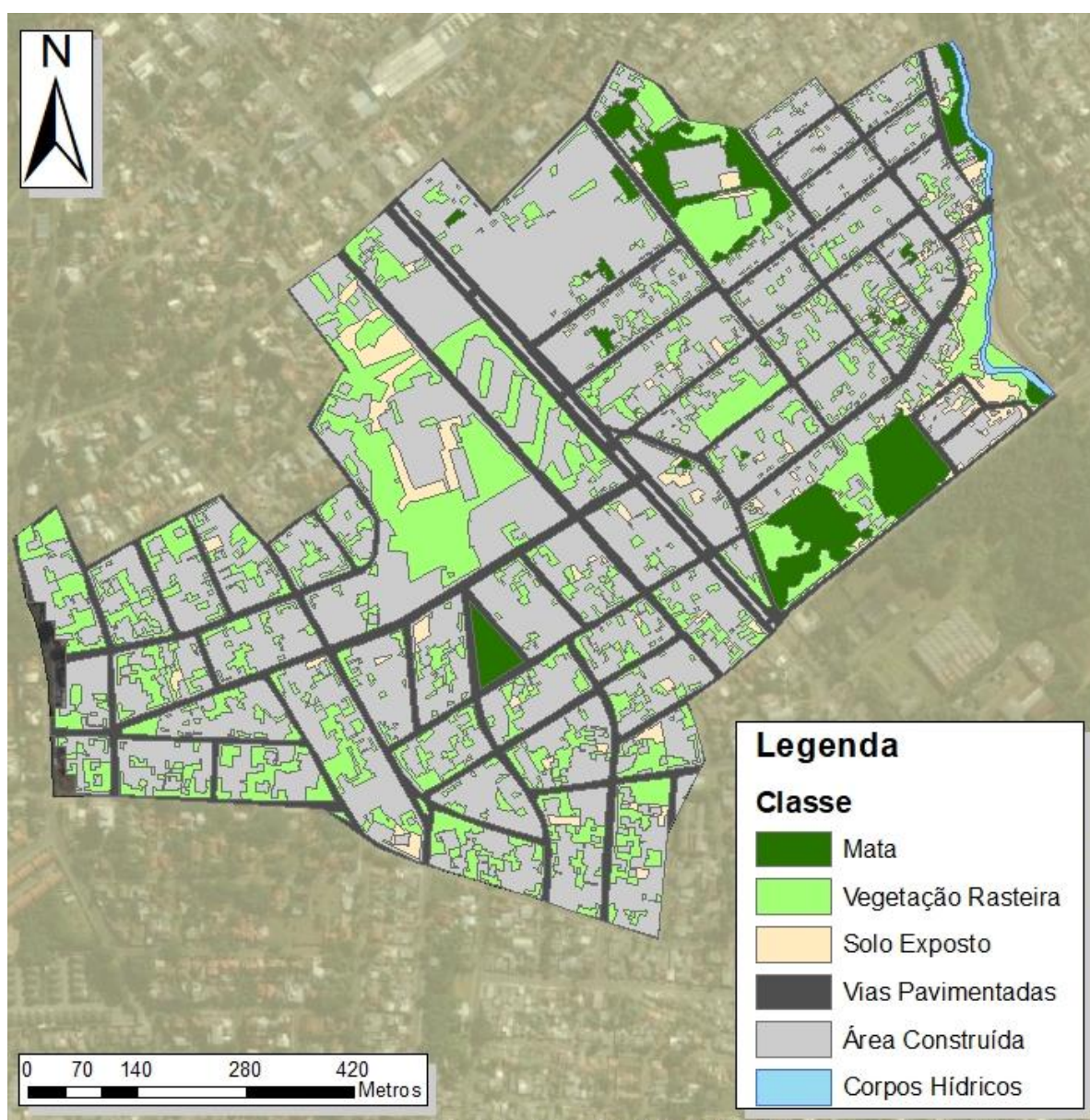


Figura 12 - Mapa de Uso do Solo.

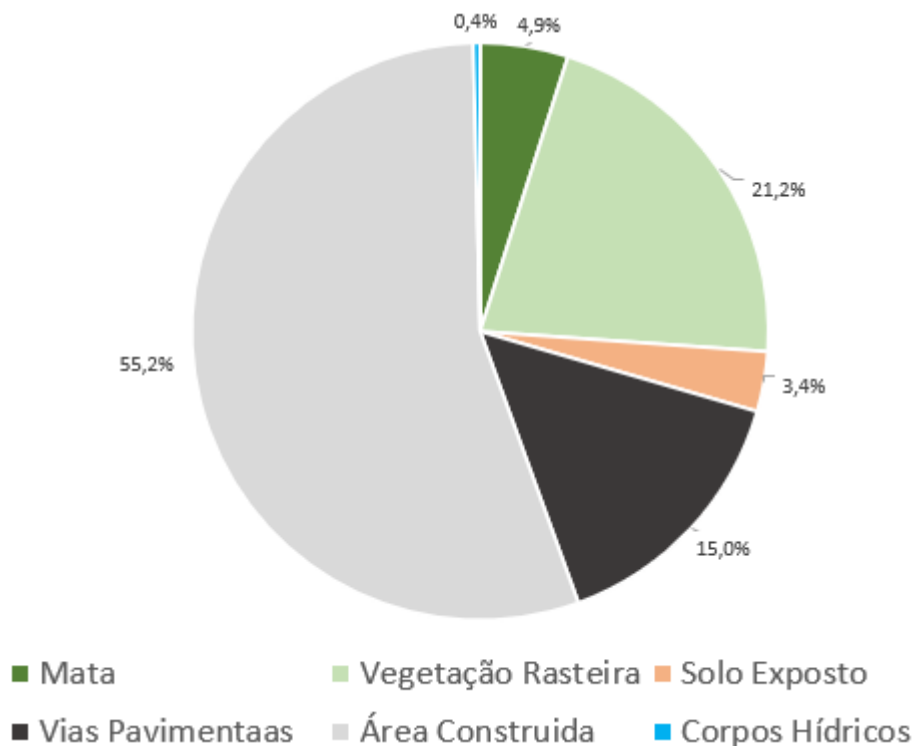


Figura 13 - Distribuição do uso do solo.

A área de estudo, assim como grande parte da bacia do Rio dos Sinos, possui um clima classificado por Köppen (ALVARES et al., 2013) como subtropical mesotérmico úmido e verão quente (Cfa), que representa um clima temperado sem estação seca, com temperatura média maior que 22 °C no mês mais quente e maior que 10 °C no mês mais frio. As chuvas apresentam uma distribuição uniforme durante todo o ano, com uma precipitação total anual para o município de São Leopoldo de 1.538 mm (PENTEADO, 2006).

4.2 METODOLOGIAS ADOTADAS NAS SIMULAÇÕES

Nesta sessão são detalhados os dados e as metodologias utilizados para a realização das simulações no *SWMM*.

4.2.1 Dados de Entrada

Ao inserir a área de estudo no modelo SWMM é necessário dividir a bacia a ser estudada em sub-bacias, obtendo assim uma melhor representatividade nos processos hidrológicos e hidráulicos. Para realizar essa divisão é necessário considerar a rede macrodrenagem já existente, a topografia, o traçado das ruas, das quadras e as características de uso e ocupação do solo. Cada sub-bacia deverá ser ligada a um nó, elemento por onde o escoamento gerado em uma sub-bacia entra na rede de macrodrenagem. Os nós também representam a conexão entre diferentes trechos dos condutos da rede de macrodrenagem, a mudança de direção, de diâmetro, declividade, rugosidade e demais características dos condutos, ou para dividir condutos muito longos, que geram instabilidade na simulação.

4.2.1.1 Variáveis das sub-bacias

Ao inserir as sub-bacias no modelo, uma gama de características físicas, geométricas e hidráulicas são necessárias, com o intuito de fornecer ao modelo a maior quantidade de informações possíveis, refinando assim os resultados obtidos. Por meio de ferramentas de geoprocessamento são obtidos os dados de área, perímetro e declividade média.

As características de rugosidade das áreas são informadas por meio do coeficiente de Manning (n). São dois valores diferentes inseridos no modelo: um para as áreas permeáveis (n -Perv) e outro para as áreas impermeáveis (n -Imperv).

As sub-bacias são tratadas pelo modelo SWMM como um reservatório não linear, sendo a capacidade deste reservatório definida como altura do armazenamento em depressões (D -Perv e D -Imperv) (ROSSMAN, 2015). Esse valor representa a capacidade máxima de armazenamento da sub-bacia, sendo que valores excedentes irão gerar escoamento superficial.

O método da largura do retângulo equivalente (ROCHE, 1998) foi utilizado para definir a largura representativa da sub-bacia. Este método relaciona o perímetro e a área das bacias por meio das seguintes equações:

$$K_c = 0,282 * \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2)$$

$$Le = \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12} * \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (3)$$

Onde K_c representa o coeficiente de compacidade da bacia (adimensional), P representa o perímetro da sub-bacia (m), A representa a área da sub-bacia (m²) e Le representa a largura equivalente (m).

4.2.1.2 Variáveis da rede de drenagem

Para a caracterização da rede de drenagem o modelo SWMM necessita dos seguintes dados de entrada: comprimento, seção transversal, rugosidade e offsets de entrada e saída (diferença de cotas do conduto para o fundo do nó).

Os dados do comprimento e da seção transversal dos condutos foram obtidos por meio do cadastro da rede de drenagem fornecido pela Prefeitura de São Leopoldo. A partir desses dados foi possível identificar e caracterizar os dois grandes condutos presentes na área de estudo, com seu comprimento e diâmetro, que desaguam na margem esquerda do arroio Kruze. Para o arroio Kruze os dados foram obtidos por meio de imagens de satélite e consultas com a Prefeitura.

4.2.1.3 Variáveis dos nós

Os nós, ou conexões, são os pontos por onde o escoamento gerado pelas sub-bacias entram nos condutos, e são os pontos de controle utilizados na simulação do modelo SWMM. São inseridos em ponto de encontro entre trechos da drenagem, mudança de direção, de seção, passagem de pontes, ou para evitar inserir no modelo trechos de conduto muito compridos, o que gera instabilidades na simulação. As cotas dos nós foram definidas por meio dos dados da rede fornecidos pela prefeitura e informações sobre a topografia da região, por meio de pontos cotados e do modelo digital de elevação fornecidos pela Prefeitura de São Leopoldo.

4.2.1.4 Variáveis dos microrreservatórios

Os microrreservatórios podem ser inseridos no modelo SWMM por meio do dispositivo de controle “*Rain Barrel*”. Este dispositivo tem a ele associado a sub-bacia onde está inserido, altura e área superficial, que representam o volume de armazenamento, porcentagem da área permeável e impermeável da sub-bacia que drena para o microrreservatório, e um dispositivo de saída, chamado no manual do SWMM de dreno profundo. Por meio de dois dados de entrada é possível caracterizar e limitar a vazão de saída pelo dreno: o coeficiente e o expoente de drenagem. A vazão do dreno é dada pela seguinte equação:

$$q = C * h^n \quad (4)$$

Onde q representa a vazão de saída do dreno (mm/h), C representa o coeficiente de drenagem (adimensional), h representa a altura do reservatório (mm) e n representa o expoente de drenagem (adimensional).

É possível também definir a cota do dreno em relação ao fundo do microrreservatório e um tempo para a abertura do dreno.

Os tipos de microrreservatórios são criados na aba “*LID Controls*”, onde são inseridos sua altura e características dos drenos. Para inseri-los nas sub-bacias, é preciso entrar em cada uma das sub-bacias, definir o tipo de microrreservatório previamente criado, o número de dispositivos presentes na sub-bacia, sua área superficial e a porcentagem da área permeável e impermeável da sub-bacia que escoar para o dispositivo.

4.2.1.5 Precipitação

Para rodar o modelo que simula a resposta da rede de drenagem é necessário inserir um evento de precipitação hipotético. Este evento é definido por meio da curva IDF, que relaciona intensidade, duração e frequência de um evento de precipitação, da área de estudo. Devido à falta de uma curva IDF específica para o município de São Leopoldo, foi utilizada a curva IDF do município de Campo Bom (RS), vizinho de

São Leopoldo e distante 17 km. A curva de Campo Bom foi gerada por meio de uma série histórica completa de precipitações diárias máximas anuais, do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), dos anos de 1985 a 2015. A equação, que dá origem a curva, é apresentada a seguir:

$$I = \frac{863,3315 * Tr^{0,1401}}{(t + 7,6983)^{0,7315}} \quad (5)$$

Onde I representa a intensidade da precipitação (mm/h), Tr representa o tempo de retorno (anos) e t o tempo de duração da precipitação (min).

A discretização da chuva foi realizada em intervalos de 2 minutos, com sua distribuição dada por meio do Método dos Blocos Alternados. Este método posiciona os maiores valores de precipitação no centro do hietograma (o que representa metade do tempo de duração do evento), com os valores decrescendo para a esquerda e a direita, até atingir os valores mínimos no primeiro e no último passo de tempo.

Foram utilizadas chuvas com tempo de retorno de 10 anos para a simulação, com 5 durações diferentes, com o intuito de observar o comportamento da rede de drenagem em diversas situações. Os tempos de duração selecionados foram de 30 minutos, 2, 6, 12 e 24 horas.

4.2.2 Métodos Computacionais

Apenas uma parte da precipitação que incide sobre uma área se torna escoamento superficial, a chamada chuva efetiva, sendo o volume de água que excede a capacidade de infiltração do solo (desconsiderando os fenômenos de evaporação e interceptação). O método utilizado para definir a separação do escoamento superficial da infiltração, também conhecido como transformação chuva-vazão, é realizado no modelo SWMM por meio do método CN (*Curve Number*) do SCS (*Soil Conservation Service*). No modelo deve ser inserido um valor de CN para cada sub-bacia, que é obtido fazendo a média ponderada pela área dos valores de CN correspondentes a cada tipo de uso do solo presente na sub-bacia.

O modelo SWMM considera as sub-bacias como reservatórios não lineares, onde a propagação do escoamento é representada pela combinação da equação de Manning e equação da continuidade, conforme exposto a seguir:

$$\frac{dh}{dt} = i - \frac{W}{A * n} (h - d_p)^{5/3} * \sqrt{S} \quad (6)$$

Onde h representa a altura da lâmina d'água no reservatório, t representa o tempo, i representa a intensidade da precipitação, W representa a largura representativa da sub-bacia, A representa a área da sub-bacia, n representa o coeficiente de rugosidade de Manning, d_p representa a altura de armazenamento em depressão e S representa a declividade média da sub-bacia.

Já nos condutos e demais elementos da rede de drenagem os processos são regidos pela equação de conservação de massa e equação da quantidade de movimento, para um fluxo gradualmente variado não permanente (equações de Saint Venant).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta * Q * V) + g * A * \frac{\partial y}{\partial x} + g * A * S_f - g * A * S_0 = 0 \quad (7)$$

Onde Q é a vazão, t é o tempo, x a distância ao longo do trecho, β o coeficiente de correção do momento linear que depende da variabilidade da velocidade na seção transversal, V a velocidade do escoamento, g a aceleração da gravidade, A a área molhada na seção transversal, y a profundidade do escoamento, S_f a declividade de atrito (relação entre força de atrito e peso da água) e S_0 a declividade do trecho.

As simulações foram feitas por meio do método da Onda Dinâmica, que resolve as equações de Saint Venant de maneira completa e unidimensional, gerando resultados precisos. Este método é indicado devido ao fato de levar em conta o armazenamento nos trechos e o fluxo pressurizado nos condutos. O passo de tempo de cálculo utilizado foi de 0,5 segundo.

4.3 DIMENSIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS

Para a realização do dimensionamento do microrreservatórios de lote foi adotada a metodologia da Curva Envelope, que leva em conta a vazão de restrição e a chuva de projeto para retornar volume necessário ao microrreservatório. A vazão de restrição é definida como o volume de escoamento superficial gerado por uma certa área antes de sua urbanização, desconsiderando sua impermeabilização. Para São Leopoldo esta vazão é definida no Plano Diretor de Drenagem Urbana com o valor de 23,23 L/s.ha, definida por meio de metodologia proposta por Tucci (2001) para aplicação do método racional. O volume de saída no lote gerado pela vazão de restrição é dado pela seguinte equação:

$$V_s = \frac{q_{res} * A}{1000} * t * 60 \quad (8)$$

Onde V_s representa o volume da saída (m³), q_{res} a vazão de restrição (L/s.ha), A a área do lote (ha) e t o tempo de chuva (min).

Já a chuva de projeto foi definida por meio da curva IDF de Campo Bom (RS). São utilizados como variáveis o tempo de retorno da chuva adotada, que varia de acordo com o tamanho do lote, e o seu tempo de duração. O volume de entrada é dado pela seguinte expressão:

$$V_e = 0,00278 * C * I * A * t * 60 \quad (9)$$

Onde V_e representa o volume de entrada (m³), C representa o coeficiente de escoamento (adimensional), I representa a intensidade da chuva obtida por meio da equação IDF (mm/h), A representa a área do lote (ha) e t representa a tempo de chuva (min). O coeficiente de escoamento C para áreas urbanizadas é definido por Tucci (2001) como:

$$C = C_{pré} + 0,8 * AI \quad (10)$$

Onde $C_{pré}$ representa o coeficiente de escoamento para a vazão de pré urbanização (adimensional) e AI a fração da área impermeável (decimal).

O volume necessário ao microrreservatório é definido comparando a diferença entre o volume de entrada e o volume de saída para um mesmo instante de tempo t . O volume do reservatório será igual à maior diferença.

O dimensionamento dos reservatórios se deu de acordo com o tamanho dos lotes nos quais os mesmos estão inseridos. Os lotes foram divididos em faixas de valores, com os reservatórios sendo projetados para o maior valor de área da faixa. Os loteamentos dentro da faixa de 600 a 800 m² deverão ter todos um reservatório dimensionado considerando a área de 800 m², por exemplo.

Para o dimensionamento dos microrreservatórios, foram utilizados tempos de retorno diferentes, conforme o cenário e o tamanho da área dos lotes. Para a definição dos tempos de retorno utilizados no cenário com TR variável, foram testadas diferentes combinações de TR's para os diferentes tamanhos de lote, com o objetivo de obter o volume total de reservatórios o mais equivalente possível ao cenário com o TR único.

4.4 CENÁRIOS SIMULADOS

Para avaliar os resultados da proposta de dimensionamento de microrreservatórios de lote com tempo de retorno proporcional ao tamanho do lote, foram realizadas simulações de três cenários diferentes:

- a) Cenário atual (SMR): simulação realizada sem microrreservatórios de lote;
- b) Cenário tradicional (TR10): simulação realizada com microrreservatórios em todos os lotes, com todos sendo dimensionados para o tempo de retorno de 10 anos;
- c) Cenário proposto (TRV): simulação realizada com microrreservatórios em todos os lotes, tendo seu dimensionamento efetuado para um tempo de retorno proporcional ao tamanho do lote, conforme apresentado.

Todos os cenários foram simulados para 5 durações de chuva (30 minutos, 2, 6, 12 e 24 horas), totalizando 15 simulações. Em todas as simulações as características das sub-bacias e do sistema de macrodrenagem foram mantidas iguais.

Os resultados das simulações foram comparados entre si para verificar a eficiência da medida proposta no desempenho da rede de drenagem. Foram observados o escoamento superficial gerado nas sub-bacias, a variação do tamanho e do momento em que o pico de vazão é atingido e o funcionamento dos microrreservatórios.

5 APLICAÇÃO DO MÉTODO

5.1 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo foi dividida em 28 sub-bacias, com áreas variando entre 2.871,1 e 118.972 m². As sub-bacias podem ser observadas em panorama geral no mapa da Figura 14, e em um maior detalhamento da zona de jusante na Figura 15.

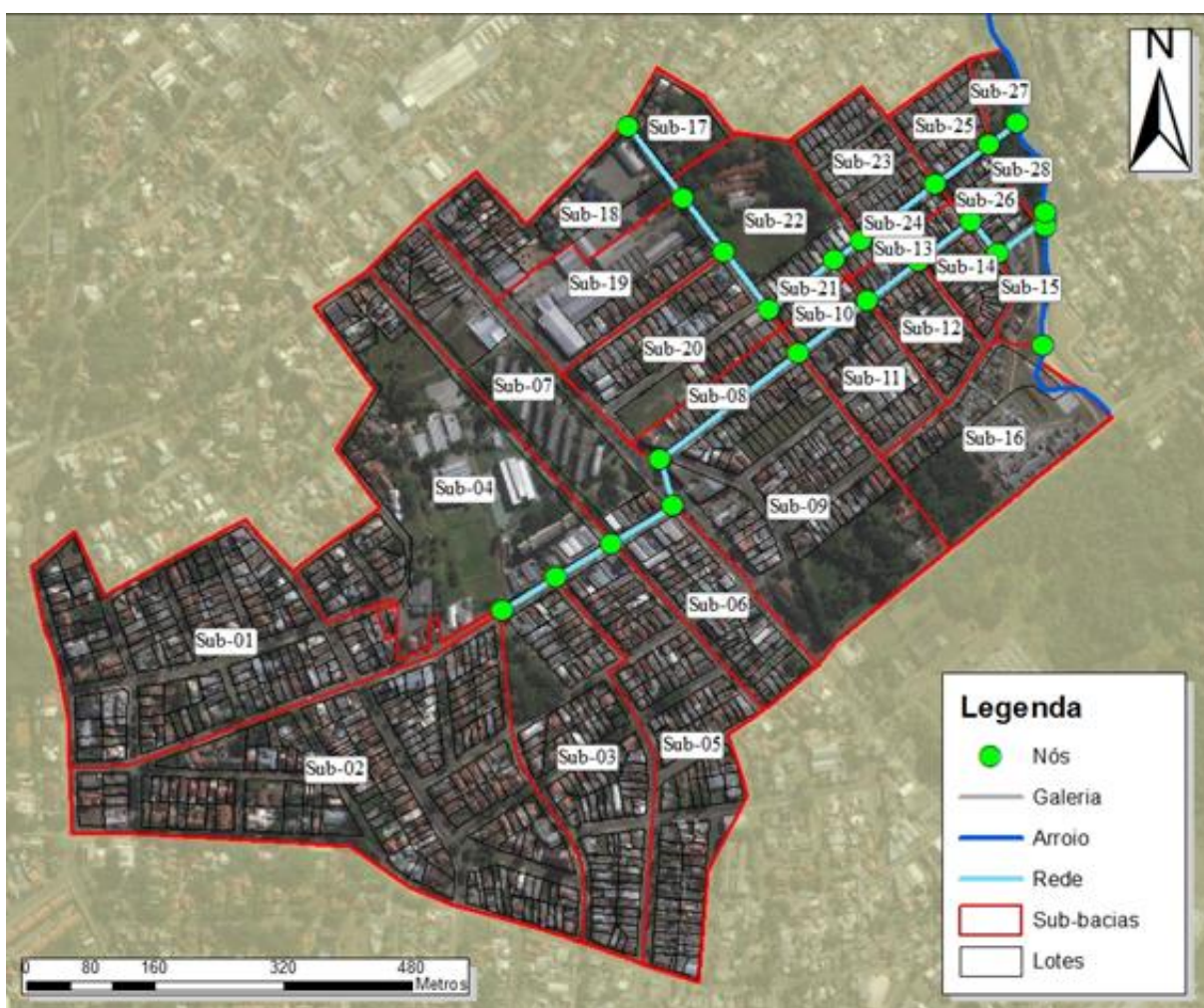


Figura 14 - Sub-bacias.



Figura 15 - Detalhamento das Sub-bacias.

Na Tabela 1 são apresentados os dados de cada uma das sub-bacias que foram utilizados para as simulações, obtidos por meio de análises no software ArcGis, e posteriormente são inseridos no SWMM. A última coluna intitulada “Nó” se refere ao nó para qual o escoamento superficial gerado na sub-bacia é direcionado.

Tabela 1 - Dados das Sub-bacias

Sub Bacia	Área (m ²)	Perímetro (m)	Leq (m)	Declividade (%)	CN	Imperm (%)	N Perm	Nó
Sub-01	86.668	1.745	115,2	4,69	86,59	74,16	0,0505	NS-01
Sub-02	118.972	1.773	166,1	8,35	86,76	74,53	0,0500	NS-01
Sub-03	53.830	1.145	119,4	7,99	86,82	74,38	0,1920	NS-02
Sub-04	89.685	1.603	135,4	4,06	83,46	54,70	0,0500	NS-03
Sub-05	54.233	1.357	93,2	2,79	86,72	73,37	0,0500	NS-03
Sub-06	24.436	729	89,3	8,73	88,93	83,80	0,0500	NS-04
Sub-07	44.880	1.131	96,1	3,68	86,62	73,57	0,0500	NS-05
Sub-08	8.586	536	37,4	3,09	87,75	78,05	0,0501	NS-06
Sub-09	71.220	1.075	238,8	2,88	83,97	59,30	0,2536	NS-06
Sub-10	4.115	290	38,9	6,13	89,09	90,11	0,0500	NS-07
Sub-11	17.605	543	108,1	1,74	89,14	87,56	0,0502	NS-07

Tabela 1 - Dados das Sub-bacias (continuação).

Sub Bacia	Área (m ²)	Perímetro (m)	Leq (m)	Declividade (%)	CN	Imperm (%)	N Perm	Nó
Sub-12	12.159	463	80,9	1,64	87,38	74,60	0,1030	NS-08
Sub-13	5.674	392	35,6	1,93	88,12	84,94	0,0500	NS-09
Sub-14	9.434	402	74,9	1,87	88,98	83,87	0,1607	NS-10
Sub-15	6.969	407	43,8	9,08	83,43	39,58	0,0500	NA-03
Sub-16	36.438	816	133,0	8,50	82,50	43,67	0,2984	NA-01
Sub-17	10.243	415	81,9	12,69	79,61	43,05	0,3563	NN-01
Sub-18	28.836	911	76,5	9,98	88,99	89,90	0,1928	NN-02
Sub-19	27.382	760	97,4	9,13	89,83	94,03	0,2932	NN-03
Sub-20	29.657	731	122,3	6,68	88,49	84,73	0,1174	NN-04
Sub-21	2.871	284	24,6	13,64	90,89	93,98	0,0500	NN-05
Sub-22	28.359	668	169,6	1,85	78,82	38,27	0,3055	NN-06
Sub-23	17.911	538	122,7	1,57	90,31	94,18	0,0542	NN-07
Sub-24	4.567	373	29,2	0,97	91,39	95,59	0,0500	NN-07
Sub-25	10.814	422	88,1	0,90	89,43	89,32	0,0588	NN-08
Sub-26	7.879	377	63,1	1,00	88,39	78,14	0,0594	NN-08
Sub-27	4.825	297	48,6	4,99	83,68	54,90	0,4464	NA-05
Sub-28	4.576	311	39,7	1,41	85,47	48,61	0,3190	NA-05

Os valores de CN e N permeável foram definidos por meio da média ponderada dos valores correspondentes a cada um dos tipos de uso do solo presentes na sub-bacia. Os valores utilizados para CN e N para cada uma das classes foram retirados do manual do SWMM (ROSSMAN,2015) para solos do grupo hidrológico C, e são apresentados na Tabela 2. O valor de N impermeável foi considerado 0,013 para todas as sub-bacias.

Tabela 2 - Valores de CN e N.

Classe	CN	N
Mata	70	0,6
Vegetação Rasteira	71	0,05
Solo Exposto	87	0,05
Via Pavimentada	98	0,013
Area Construída	90	0,013
Corpos Hídricos	98	0,013

Os 1.057 lotes da área de estudo foram divididos em 16 categorias, conforme sua área. A Tabela 3 apresenta a distribuição dos lotes em cada uma das sub-bacias. O valor referente a cada uma das categorias representa o limite superior do intervalo

de valores que ela engloba, enquanto o limite inferior é dado pela categoria anterior. Por exemplo, a categoria 400 engloba lotes iguais ou menores que 400 m² e maiores que 350 m². Já a coluna “Área” representa a área da sub-bacia ocupada por lotes. As sub-bacias 15, 27 e 28 não possuem lotes.

Ao analisar a distribuição dos lotes por sub-bacias podemos notar que as sub-bacias 15, 27 e 28 não possuem nenhum lote. As demais possuem diferentes composições, onde podemos destacar a sub-bacia 17, que possui apenas um grande lote de 10.000 m², que leva a um aumento no volume total de microrreservatórios para o cenário TRV. Já a sub-bacia 23 apresenta situação oposta: apesar de ter uma grande quantidade de lotes, 60, todos eles são de pequenos tamanhos e se enquadram nas classes que terão seus microrreservatórios dimensionados para um TR menor no cenário TRV, o que leva a uma diminuição considerável no volume total de microrreservatórios.

Tabela 3 - Distribuição de frequência dos lotes nas sub-bacias (continuação).

Sub-bacia	Total	A (m²)	150	200	250	300	350	400	450	500	600	800	1000	2500	6000	10000	20000	70000
Sub-27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sub-28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	1057	528.977	12	94	103	90	174	303	115	32	42	41	22	18	4	5	1	1

5.2 DIMENSIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS

Os reservatórios foram dimensionados utilizando o método da curva envelope, obtendo os volumes apresentados na Tabela 4. Os tempos de retorno para o dimensionamento dos microrreservatórios do cenário de TR variável foram definidos com a intenção de diminuir o valor para os menores lotes e aumentar para os maiores lotes, porém mantendo o volume de detenção total dos reservatórios em conjunto o mais semelhante possível para os dois cenários. Isso se deu por meio da testagem de diferentes combinações de TR's para os diferentes tamanhos de lote, buscando a menor diferença possível para o volume total de reservatórios entre os cenários. A altura dos reservatórios foi considerada como 1 metro para todos os reservatórios, logo, sua área superficial possui o mesmo valor numérico, em metros quadrados, que o seu volume.

Tabela 4 - Dimensionamento dos microrreservatórios.

Lote	TR 10			TR Variável		
	TR (anos)	Volume (m³)	Ares/Alote	TR (anos)	Volume (m³)	Ares/Alote
150	10	4,864	3,24%	2	3,484	2,32%
200	10	6,485	3,24%	2	4,646	2,32%
250	10	8,107	3,24%	2	5,807	2,32%
300	10	9,728	3,24%	2	6,969	2,32%
350	10	11,349	3,24%	2	8,130	2,32%
400	10	12,971	3,24%	5	11,245	2,81%
450	10	14,592	3,24%	5	12,651	2,81%
500	10	16,214	3,24%	10	16,214	3,24%
600	10	19,456	3,24%	10	19,456	3,24%
800	10	25,942	3,24%	10	25,942	3,24%
1000	10	32,427	3,24%	25	39,099	3,91%
2500	10	81,068	3,24%	25	97,748	3,91%
6000	10	194,563	3,24%	25	234,596	3,91%
10000	10	324,271	3,24%	50	449,907	4,50%
20000	10	648,543	3,24%	50	899,814	4,50%
70000	10	2269,900	3,24%	50	3149,349	4,50%

Para os tempos de retorno selecionados, foi obtido um volume total de reservatórios de 19851,9 m³ para o cenário TR10 e de 20237,0 m³ para o cenário TRV. Isso representa um aumento de 385,1 m³, ou 1,94%, para o cenário TRV em relação

ao TR10. A Tabela 5 apresenta os volumes dos reservatórios em cada uma das sub-bacias. Apesar dos volumes totais apresentarem pouca variação na área de estudo como um todo, nas sub-bacias são observadas diferenças consideráveis, como a Sub-17, que aumenta seu volume em 38,74%, e Sub-21, Sub-23 e Sub-24, que tem seu volume reduzido em 28,37%. Isso se dá devido ao fato da sub-bacia 17 apresentar somente um grande lote que tem seu TR de dimensionamento aumentado para 50 anos no cenário TRV, enquanto as outras sub-bacias citadas são compostas majoritariamente de pequenos lotes, que tem seu TR de dimensionamento diminuído para o cenário TRV. As diferenças percentuais negativas e vermelhas representam as sub-bacias onde TR10 apresenta maior volume, enquanto as verdes e positivas representam as sub-bacias que tem maior volume para o cenário TRV.

Tabela 5 - Volume de reservatórios nas sub-bacias para os cenários TR10 e TRV.

Sub-bacia	TR10 (m³)	TRV (m³)	Diferença (m³)	Diferença (%)
Sub-01	2218,0	2074,7	-143,3	-6,46%
Sub-02	3135,7	3000,0	-135,7	-4,33%
Sub-03	1254,9	1055,1	-199,8	-15,92%
Sub-04	2743,3	3593,3	850,0	30,98%
Sub-05	1313,3	1099,7	-213,6	-16,26%
Sub-06	638,8	555,9	-83,0	-12,99%
Sub-07	1146,3	1402,2	255,9	22,32%
Sub-08	283,7	264,0	-19,8	-6,97%
Sub-09	1152,8	1027,9	-124,9	-10,84%
Sub-10	108,6	93,8	-14,8	-13,66%
Sub-11	483,2	474,4	-8,7	-1,80%
Sub-12	319,4	278,6	-40,9	-12,79%
Sub-13	160,5	143,0	-17,6	-10,94%
Sub-14	236,7	195,0	-41,7	-17,64%
Sub-15	0,0	0,0	0,0	0,00%
Sub-16	405,3	513,8	108,5	26,77%
Sub-17	324,3	449,9	125,6	38,74%
Sub-18	987,4	1158,4	171,0	17,32%
Sub-19	854,5	1077,3	222,9	26,08%
Sub-20	843,1	853,6	10,5	1,25%
Sub-21	63,2	45,3	-17,9	-28,37%
Sub-22	142,7	110,0	-32,7	-22,89%
Sub-23	441,0	315,9	-125,1	-28,37%
Sub-24	108,6	77,8	-30,8	-28,37%
Sub-25	277,3	200,6	-76,7	-27,66%
Sub-26	209,2	176,9	-32,3	-15,44%

Tabela 5 - Volume de reservatórios nas sub-bacias para os cenários TR10 e TRV (continuação).

Sub-bacia	TR10 (m ³)	TRV (m ³)	Diferença (m ³)	Diferença (%)
Sub-27	0,0	0,0	0,0	0,00%
Sub-28	0,0	0,0	0,0	0,00%
Total	19851,9	20237,0	385,1	1,94%

O escoamento gerado nas sub-bacias, influenciados pelos microrreservatórios, escoam para os nós da rede de drenagem. Alguns nós recebem o escoamento de mais de uma sub-bacia. Na Tabela 6 são apresentados os volumes de reservatórios presentes nas áreas diretamente drenadas por cada um dos nós do sistema. Estes valores não consideram as áreas a montante do nó, por onde o escoamento chega por meio do conduto, mas somente as sub-bacias diretamente ligadas aos nós.

Tabela 6 – Volume de reservatórios nos nós para os cenários TR10 e TRV.

Trecho	TR10 (m ³)	TRV (m ³)	Diferença (m ³)	Diferença (%)
NS-01	5353,7	5074,7	-279,0	-5,2%
NS-02	3135,7	3000,0	-135,7	-4,3%
NS-03	4056,6	4693,0	636,4	15,7%
NS-04	638,8	555,9	-83,0	-13,0%
NS-05	1146,3	1402,2	255,9	22,3%
NS-06	1436,5	1291,8	-144,7	-10,1%
NS-07	591,8	568,2	-23,6	-4,0%
NS-08	319,4	278,6	-40,9	-12,8%
NS-09	160,5	143,0	-17,6	-10,9%
NS-10	236,7	195,0	-41,7	-17,6%
NN-01	729,6	963,7	234,1	32,1%
NN-02	987,4	1158,4	171,0	17,3%
NN-03	854,5	1077,3	222,9	26,1%
NN-04	843,1	853,6	10,5	1,2%
NN-05	63,2	45,3	-17,9	-28,4%
NN-06	142,7	110,0	-32,7	-22,9%
NN-07	549,6	393,7	-155,9	-28,4%
NN-08	486,4	377,4	-109,0	-22,4%

Dos 1.057 lotes presentes na área de estudo, 891 lotes (84,3%) tem seu tempo de retorno de dimensionamento diminuído, 115 lotes (10,9%) tem o TR mantido e 51 (4,9%) tem o TR aumentado. Apesar da grande diferença no número de lotes

que tem TR aumentado e diminuído, o volume total de microrreservatórios para os dois cenários é muito semelhante. Isso demonstra que onerar mais alguns lotes maiores possibilita onerar menos um grande número de lotes menores.

5.3 DADOS UTILIZADOS NO MODELO SWMM

A rede de drenagem foi dividida em duas linhas principais, Sul e Norte. Os nós e trechos da rede foram identificados com os prefixos N (nó) ou T (trecho), N (norte) ou S (sul), seguido por uma numeração que cresce de montante para jusante. Mapas com a identificação dos nós e trechos são apresentados na Figura 16 e Figura 17, respectivamente. As duas linhas de drenagem desaguam no arroio Kruze, porém o mesmo não tem seus resultados analisados, pois para isso teria que ser feita a simulação de toda a bacia a jusante do ponto onde as linhas de rede desaguam. Logo, os efeitos de remanso do arroio Kruze na rede de drenagem foram desconsiderados.

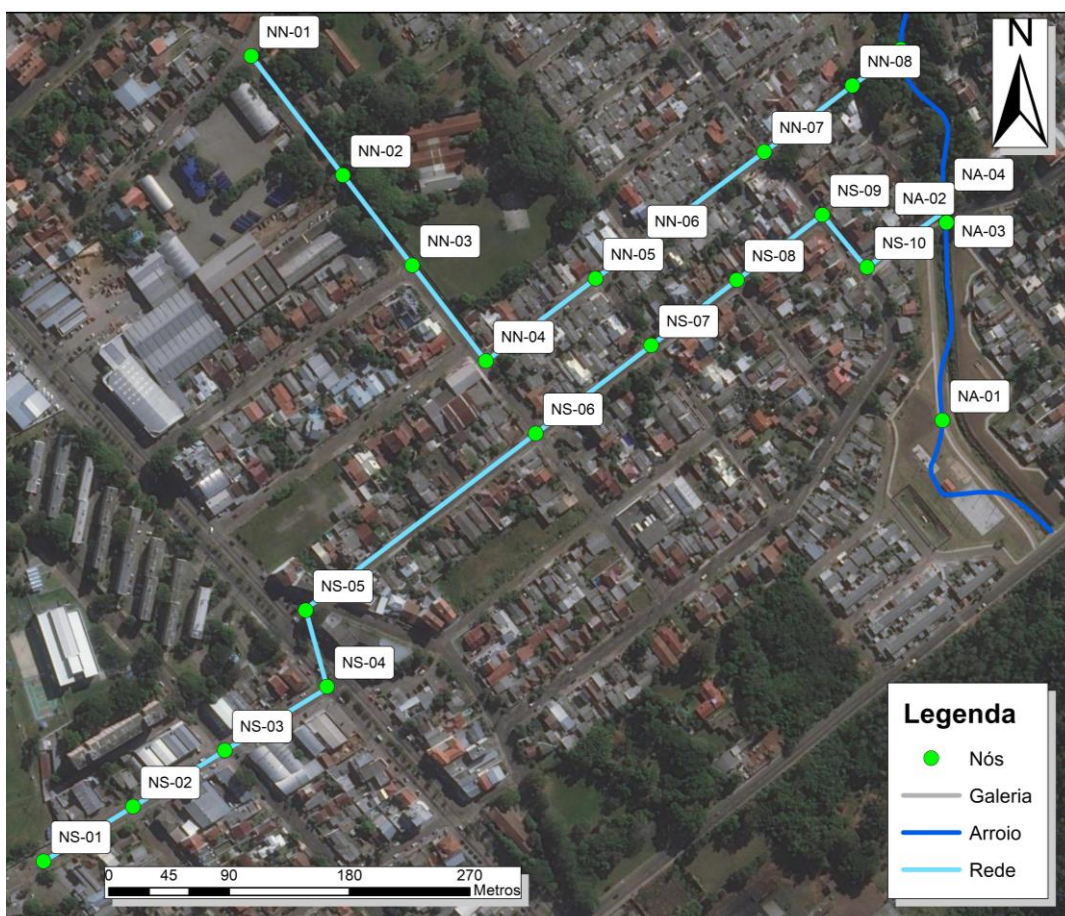


Figura 16 - Nós da rede de drenagem.

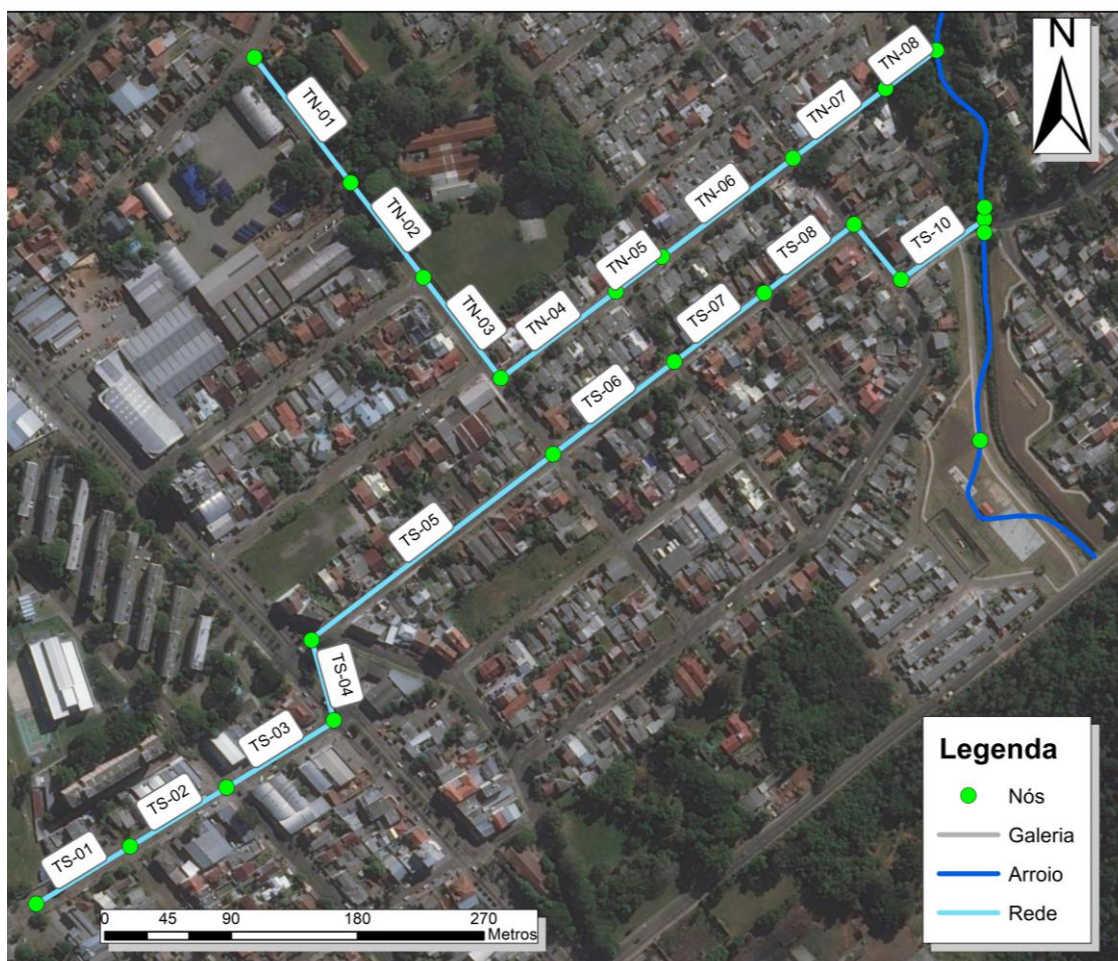


Figura 17 - Trechos da rede de drenagem.

Os condutos reais da área de estudo são circulares, possuindo diâmetro de 800 mm. Porém ao realizar as primeiras simulações percebeu-se que a grande maioria dos nós sofria grandes alagamentos. Optou-se então por aumentar o diâmetro utilizado na simulação para evitar a ocorrência de alagamentos e sua influência nos resultados, visto que o modelo considera os alagamentos como reservatórios adicionais, mantendo a água acumulada na superfície e depois retornando para a rede. Com isso, as diferenças nos picos de vazão ocasionados pelos microrreservatórios são mais facilmente observados na rede. O aumento se deu de montante para jusante, mantendo o perfil circular e com diâmetros de 2000 mm nos trechos a montante até TS-04 e TN-05, e de 2500 mm a jusante destes pontos, até o exutório.

Os valores adotados para a altura do armazenamento em depressões permeável e impermeável foram, respectivamente, 3,81, correspondente a gramados, e 1,905 mm, correspondente a superfícies impermeáveis. Estes valores foram

retirados do manual do SWMM (ROSSMAN, 2015). Esta variável corresponde ao valor máximo armazenado por uma superfície por alagamento, encharcamento e interceptação. Valores acima da altura de armazenamento irão dar início ao escoamento superficial.

Ao inserir os microrreservatórios no modelo SWMM todos foram definidos com uma altura de 1000 mm. O expoente de drenagem foi considerado 0,5, o que caracteriza o dreno como um orifício circular, conforme indicado no manual do SWMM (ROSSMAN, 2015) e adotado por Helfer (2019). A vazão de restrição definida no Plano Diretor de Drenagem Urbana do município como 23,23 L/s.ha, o equivalente a 8,36 mm/h. Utilizando esses valores na equação (4), obtemos o coeficiente de drenagem igual a 0,264. Esse cálculo é realizado para a altura máxima do reservatório visto que esse é o momento em que o dreno apresenta a maior vazão possível, que deve ser igual a vazão de restrição. Com o nível da água menor que o nível máximo, menores valores de vazão são observados no dreno. Os valores de *offset* e de *delay* (tempo de abertura) do dreno foram ambos considerados como zero, o que nos indica que a vazão de saída inicia no momento que algum volume de água entra no microrreservatório. Os dispositivos também foram considerados estanques, atuando apenas com armazenamento, sem infiltração. Os dispositivos drenam toda a área do lote, que inclui o escoamento superficial gerado pelas áreas permeáveis e impermeáveis.

As séries temporais com os resultados quanto ao funcionamento dos microrreservatórios podem ser geradas pelo SWMM. Esses resultados dizem respeito a um determinado tamanho de lote para uma determinada sub-bacia. Como são diversas sub-bacias com diversos tipos de lote, o que geraria uma enorme quantidade de dados para serem analisados, sem um benefício considerável para o estudo, optou-se por gerar apenas uma série de resultados para cada tamanho de microrreservatório. As sub-bacias nas quais os microrreservatórios que tiveram seus dados analisados estão inseridos são apresentados na Tabela 7, sendo escolhidas para cada classe a sub-bacia que apresenta a maior média da área dos lotes. São apresentados nos resultados os dados gerados para os microrreservatórios dos lotes de 150 e 70.000 m², com o objetivo de apresentar o comportamento de reservatórios que tem seu TR de dimensionamento diminuído (lote de 150 m², TR passa a ser 2 anos) e aumentado (lote de 70.000 m², TR passa a ser 50 anos).

Tabela 7 - Microrreservatórios analisados.

Tamanho de Lote	Sub-bacia
150	Sub-14
200	Sub-25
250	Sub-06
300	Sub-08
350	Sub-14
400	Sub-14
450	Sub-11
500	Sub-10
600	Sub-18
800	Sub-04
1000	Sub-07
2500	Sub-09
6000	Sub-07
10000	Sub-19
20000	Sub-07
70000	Sub-04

5.4 CHUVA DE PROJETO

Para as simulações foram adotadas cinco durações de chuvas de projeto, ou hietogramas de projeto, com duração de 30 minutos, 2, 6, 12 e 24 horas, com a intenção de simular uma ampla gama de durações. Eles foram obtidos por meio da equação IDF do município de Campo Bom, próximo a São Leopoldo, para um tempo de retorno de 10 anos. As chuvas foram discretizada em intervalos de 2 minutos, e ordenada conforme o método dos Bloco Alternados. Os hietogramas são apresentados nas Figura 18 a Figura 22.

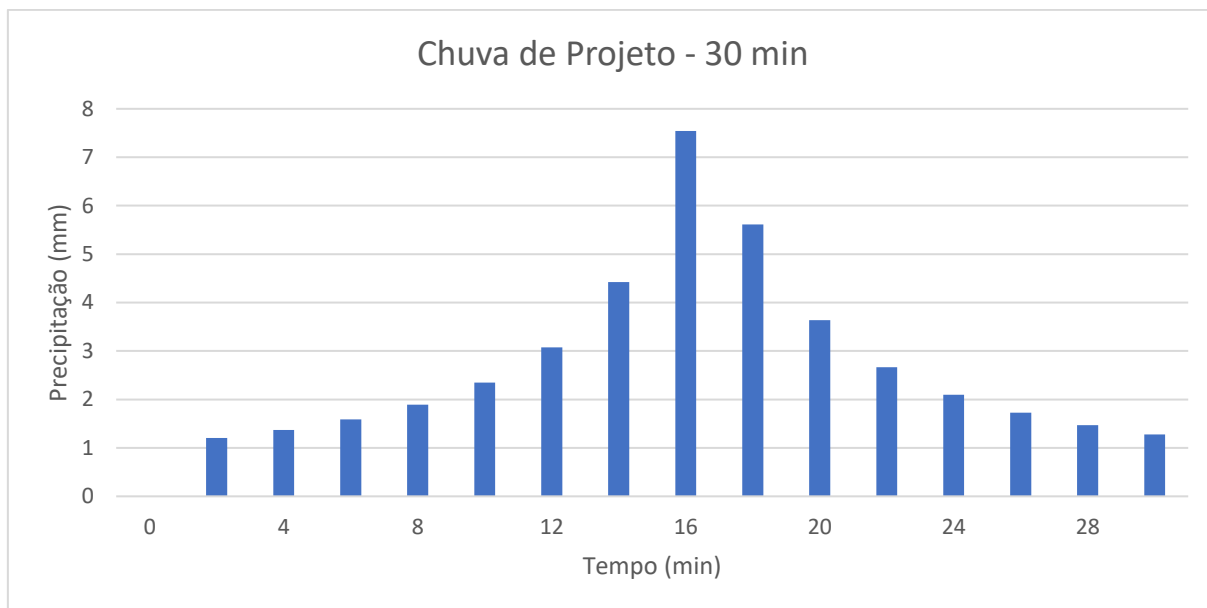


Figura 18 - Chuva de projeto com 30 minutos de duração.

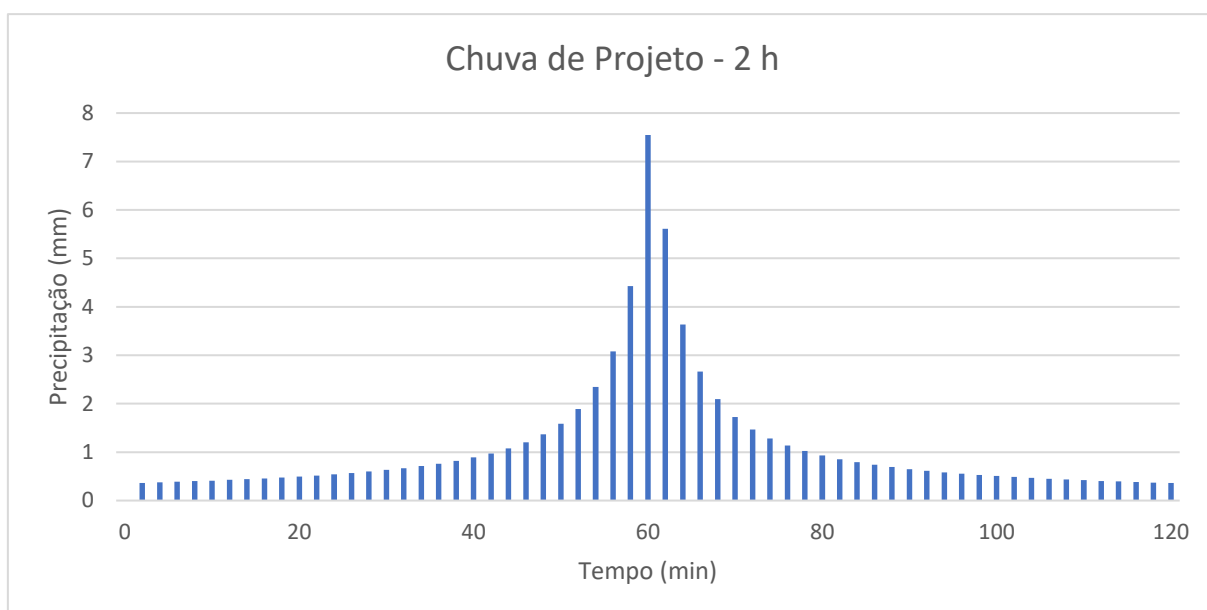


Figura 19 - Chuva de projeto com 2 horas de duração.

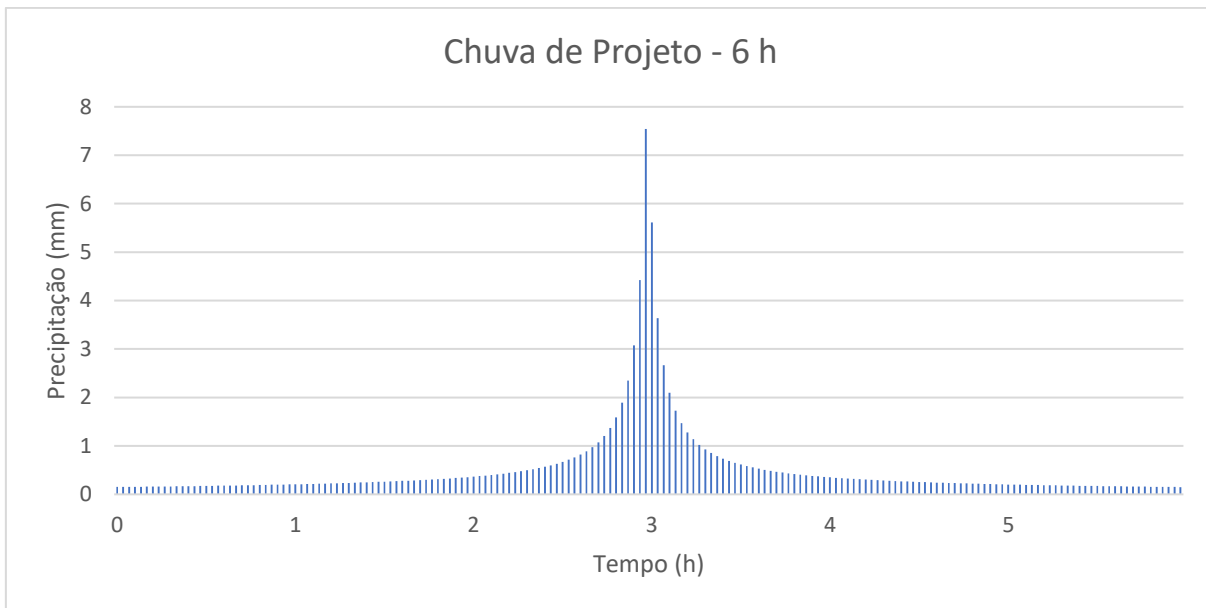


Figura 20 - Chuva de projeto com 6 horas de duração.

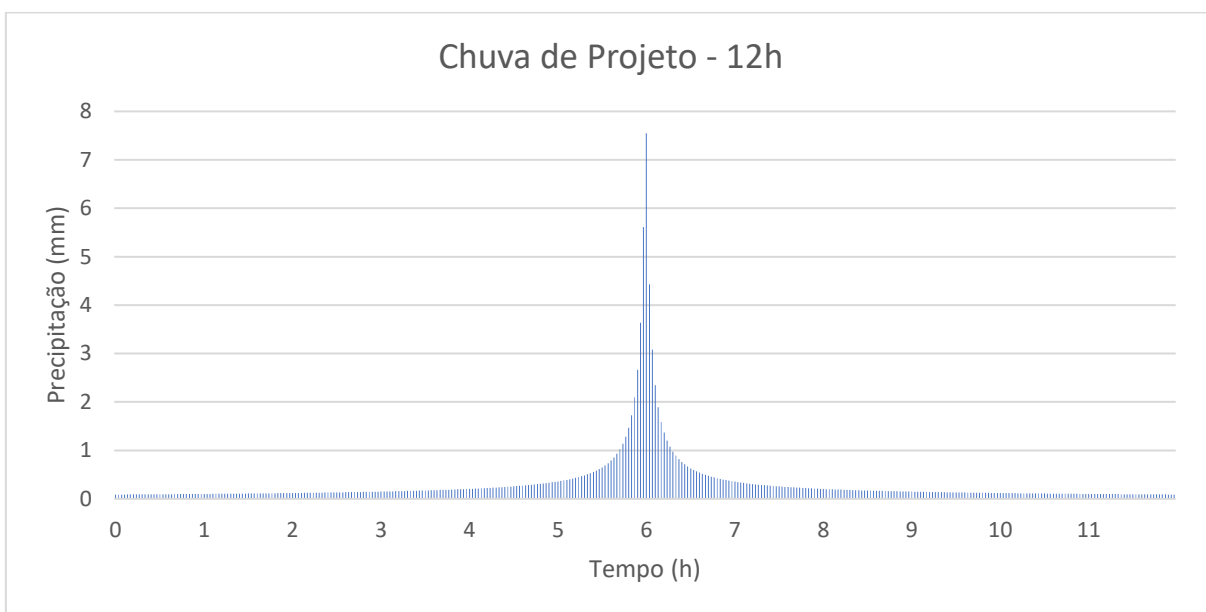


Figura 21 - Chuva de projeto com 12 horas de duração.

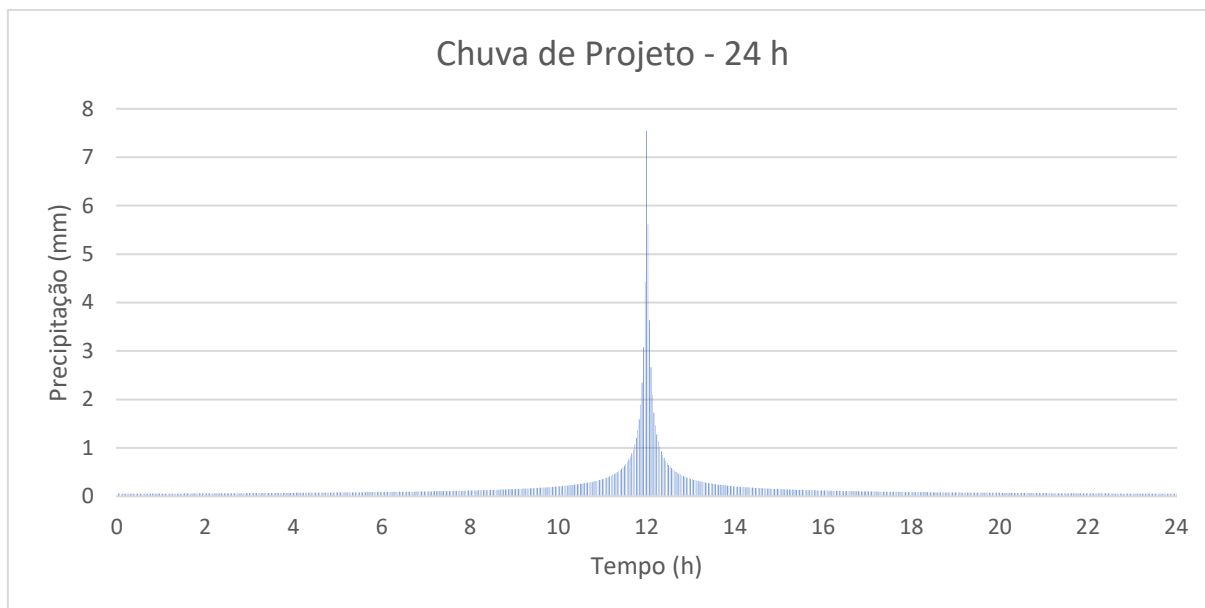


Figura 22 - Chuva de projeto de 24 horas.

As precipitações totais para cada uma das chuvas de projeto utilizadas nas simulações são apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8 - Precipitação total dos hietogramas.

Hietograma	Precipitação total (mm)
30 min	41.9
2 h	68.7
6 h	94.9
12 h	115.4
24 h	139.6

5.5 CALIBRAÇÃO DO MODELO

Devido à falta de registros de eventos de alagamentos na área, não foi possível realizar a calibração e validação do modelo. Apesar de não ter sido calibrado, foram inseridos dados bastante representativos da área, e que respeitam as faixas de recomendações de valores encontrados na literatura. A não calibração ocasiona que o modelo não represente de forma totalmente confiável os valores e efeitos que venham a ser observados na área real. Porém essa simulação representa bem os efeitos da variação do dimensionamento dos microrreservatórios, objetivo desse

estudo, para a área fictícia, com características semelhantes a área real, gerada no modelo, ao comparar os cenários de simulação.

Para estudos mais específicos, é recomendada a calibração e validação do modelo, com dados de registros ou de realização de monitoramento.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados gerados pelas simulações realizadas na elaboração do presente trabalho. Os resultados serão separados de acordo com a duração da chuva de projeto utilizada, e logo após serão comparados entre si em um panorama geral.

6.1 CHUVA DE 30 MINUTOS DE DURAÇÃO

Na Tabela 9 são apresentados os valores de vazão máxima nos trechos de rede. É possível observar uma grande melhora na atenuação das vazões de pico com a inserção dos microrreservatórios nos lotes. Comparando as duas premissas de dimensionamento os resultados são bastante parecidos, com pequenas variações entre eles. A maior diferença se encontra no trecho TN-01, onde o cenário TRV apresenta uma redução de 1,96% na vazão em comparação à TR10. Isso se dá devido ao fato deste trecho receber o escoamento somente da sub-bacia 17, que possui apenas um grande lote de 10000 m². Ao mudar a premissa de dimensionamento, o cenário TRV aumenta o volume de reservatório da sub-bacia, o que diminui a vazão de entrada no trecho, sendo está a única variável para este trecho.

Já no TN-05, o aumento do pico pode ser interpretado como influência da Sub-21, imediatamente a montante do trecho, que possui apenas lotes pequenos, que passam a ser projetados para um TR de 2 anos e aumentam a vazão na rede devido ao seu extravasamento.

Tabela 9 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 30 minutos.

Trecho	SMR	TR10		TRV		TR10-TRV (%)
	Qmáx (m ³ /s)	Qmáx (m ³ /s)	SMR-TR10 (%)	Qmáx (m ³ /s)	SMR-TRV (%)	
TS-01	6,206	1,913	69,17	1,914	69,16	-0,05
TS-02	8,008	2,55	68,16	2,553	68,12	-0,12
TS-03	11,633	3,311	71,54	3,313	71,52	-0,06
TS-04	12,733	3,641	71,41	3,645	71,37	-0,11
TS-05	14,141	4,028	71,52	4,03	71,50	-0,05
TS-06	16,165	5,099	68,46	5,102	68,44	-0,06

Tabela 9 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 30 minutos (continuação).

Trecho	SMR	TR10		TRV		TR10-TRV (%)
	Q _{máx} (m ³ /s)	Q _{máx} (m ³ /s)	SMR-TR10 (%)	Q _{máx} (m ³ /s)	SMR-TRV (%)	
TS-07	17,378	5,37	69,10	5,374	69,08	-0,07
TS-08	17,809	5,531	68,94	5,535	68,92	-0,07
TS-09	18,027	5,601	68,93	5,605	68,91	-0,07
TS-10	18,408	5,693	69,07	5,697	69,05	-0,07
TN-01	0,256	0,051	80,08	0,05	80,47	1,96
TN-02	1,465	0,365	75,09	0,363	75,22	0,55
TN-03	2,689	0,569	78,84	0,566	78,95	0,53
TN-04	3,945	0,878	77,74	0,875	77,82	0,34
TN-05	4,083	0,922	77,42	0,929	77,25	-0,76
TN-06	4,61	1,367	70,35	1,365	70,39	0,15
TN-07	5,586	1,669	70,12	1,668	70,14	0,06
TN-08	6,35	1,874	70,49	1,875	70,47	-0,05

Os hidrogramas dos condutos exutórios para a linha de rede norte e sul estão apresentados na Figura 23 e Figura 24, respectivamente. Apesar da considerável diminuição no pico de vazão, o momento de passagem do pico de vazão se manteve o mesmo para o exutório norte, aos 20 minutos e 30 segundos, enquanto no exutório sul teve um adiamento de 30 segundos, passando a ser aos 21 minutos.

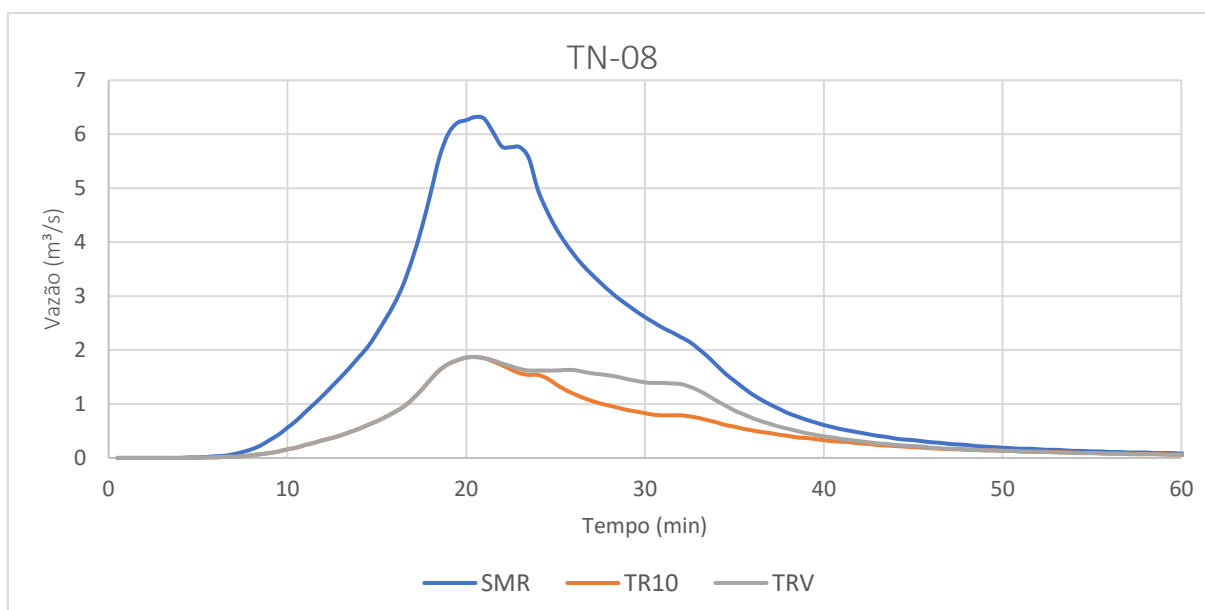


Figura 23 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 30 minutos.

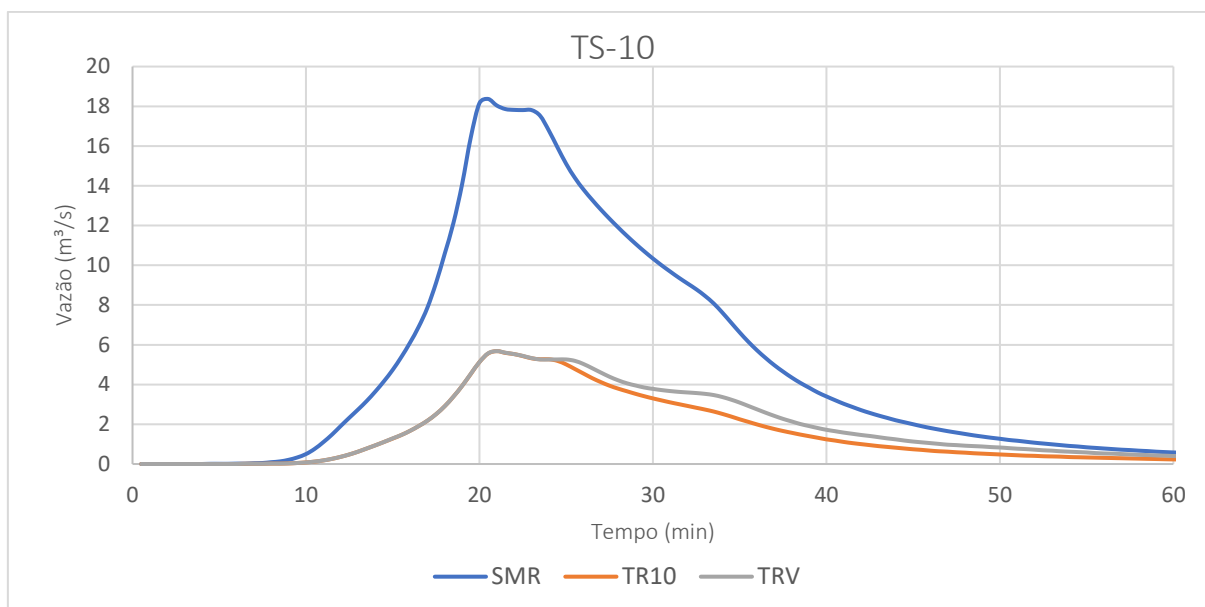


Figura 24 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 30 minutos.

Os gráficos das Figura 25 a Figura 27 apresentam o funcionamento dos microrreservatórios dos lotes até 150 m², que exemplificam o comportamento dos reservatórios menores, que tiveram TR diminuído de 10 para 2 anos, diminuindo assim seu volume no cenário TRV.

É possível observar a relação entre os três gráficos, com o nível subindo ao longo do tempo, junto com a vazão de saída do dreno. Ao atingir o nível máximo de 1000 mm, a vazão de restrição de 8,36 mm/h também é atingida. Quando estes valores são atingidos, simultaneamente se dá início ao extravasamento do microrreservatório, com o volume de entrada que excede a capacidade do reservatório e do dreno sendo direcionado para a rede de drenagem. É possível observar que o cenário TR10 demora mais para atingir os níveis máximos e produz um extravasamento bem menor do que o cenário TRV, onde o dimensionamento da estrutura se dá com um tempo de retorno de 2 anos.

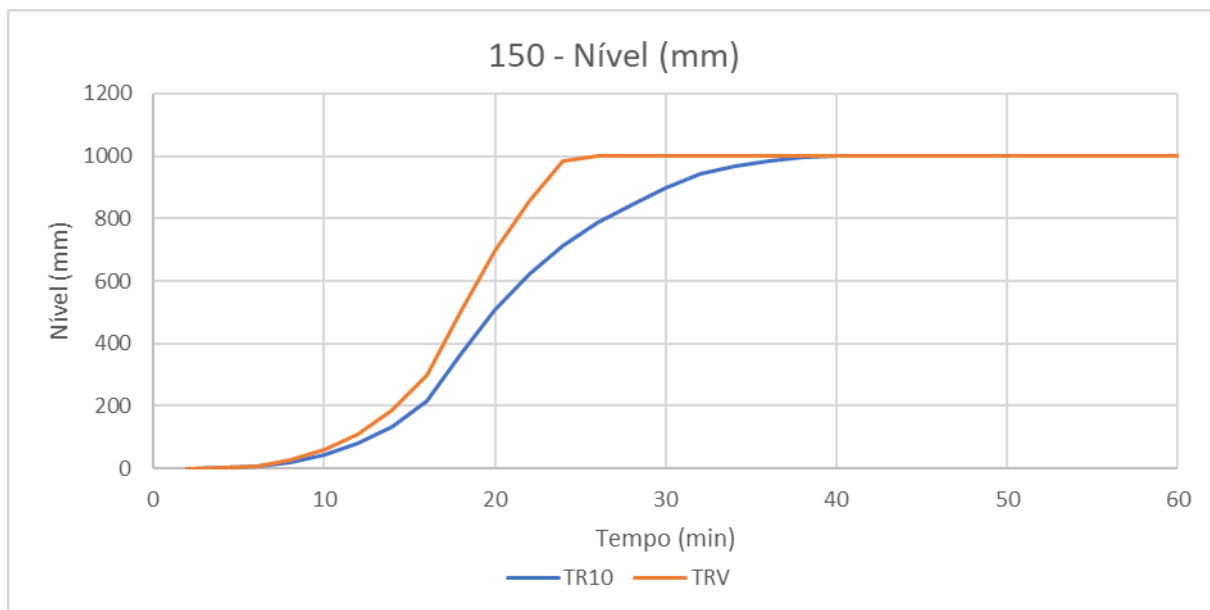


Figura 25 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 30 minutos.

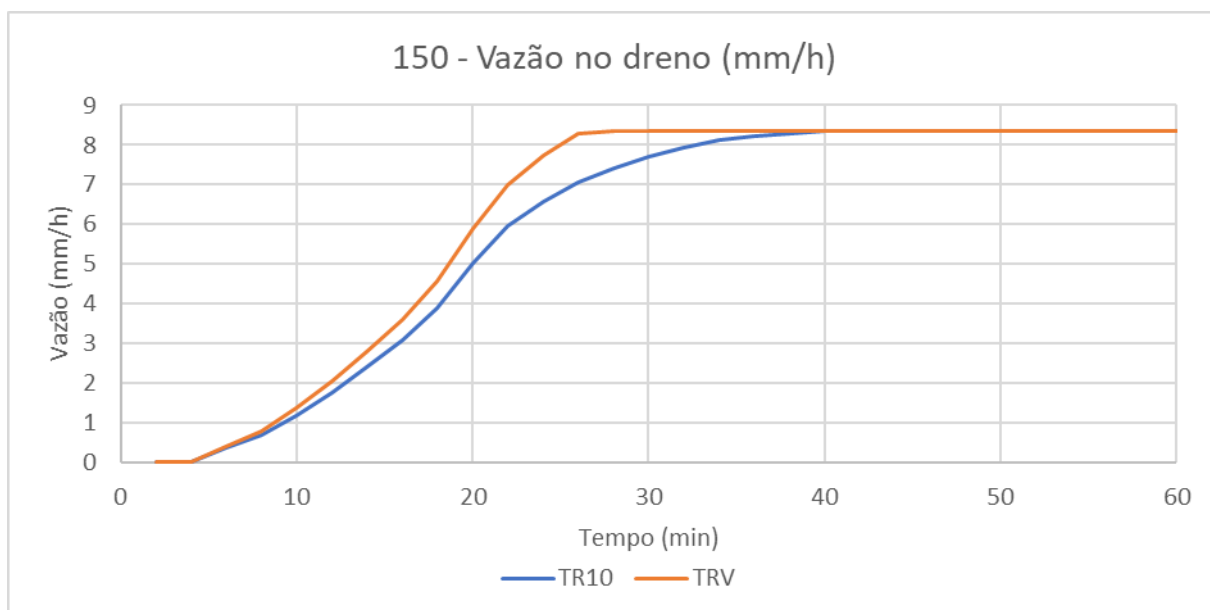


Figura 26 – Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 30 minutos.

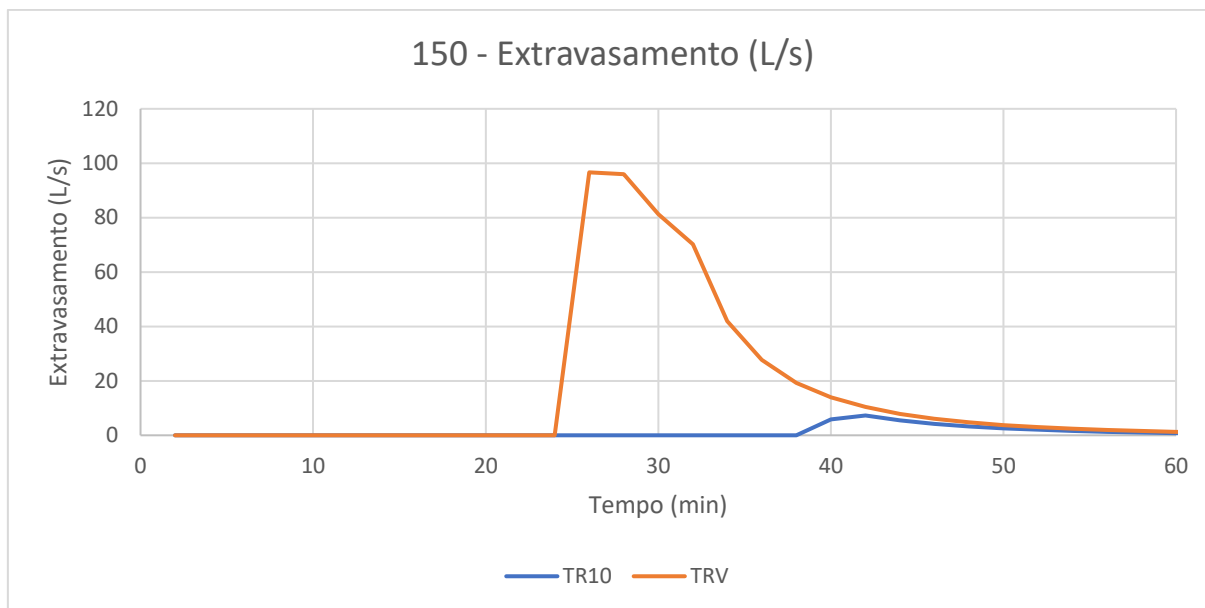


Figura 27 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 30 minutos.

Os microrreservatórios do lote de 70000 m² apresentaram resultados distintos. Para nenhum cenário o nível máximo foi atingido (Figura 28), o que nos leva a vazões abaixo da vazão de restrição (Figura 29) e a ausência extravasamento (Figura 30). O cenário TRV atinge menores níveis no reservatório e menores vazões.

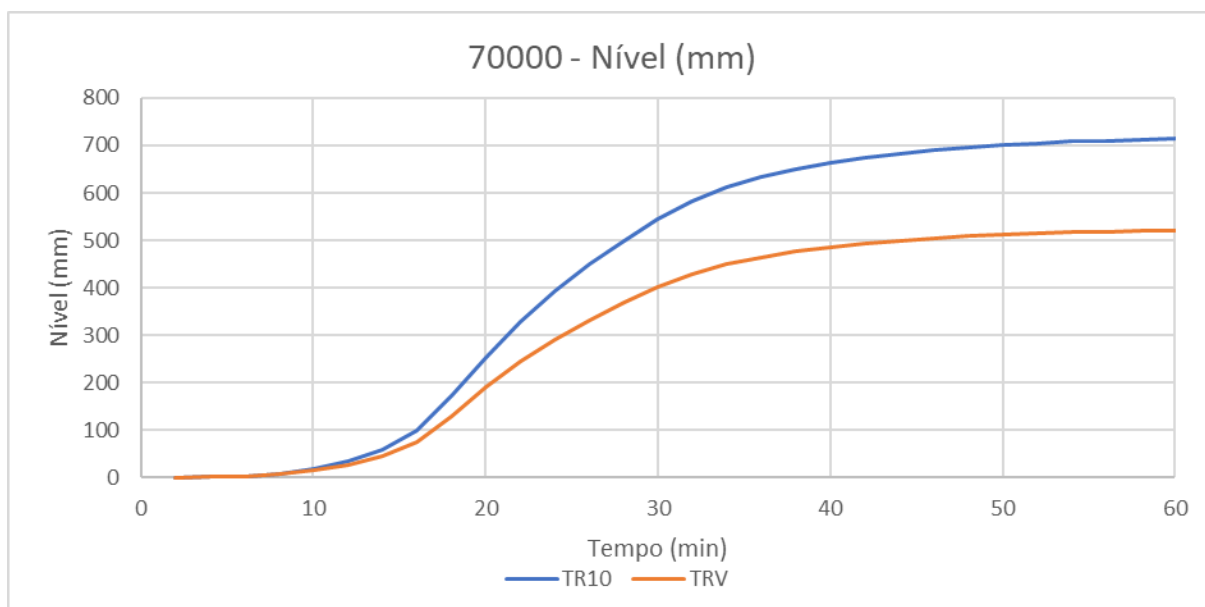


Figura 28 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 30 minutos.

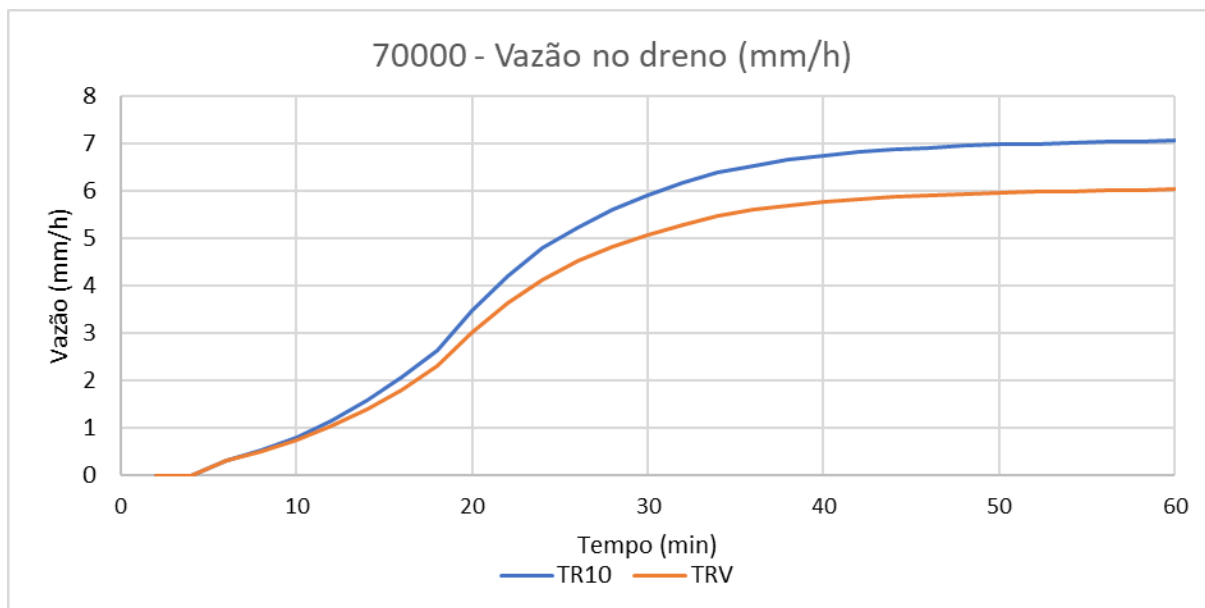


Figura 29 – Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 30 minutos.

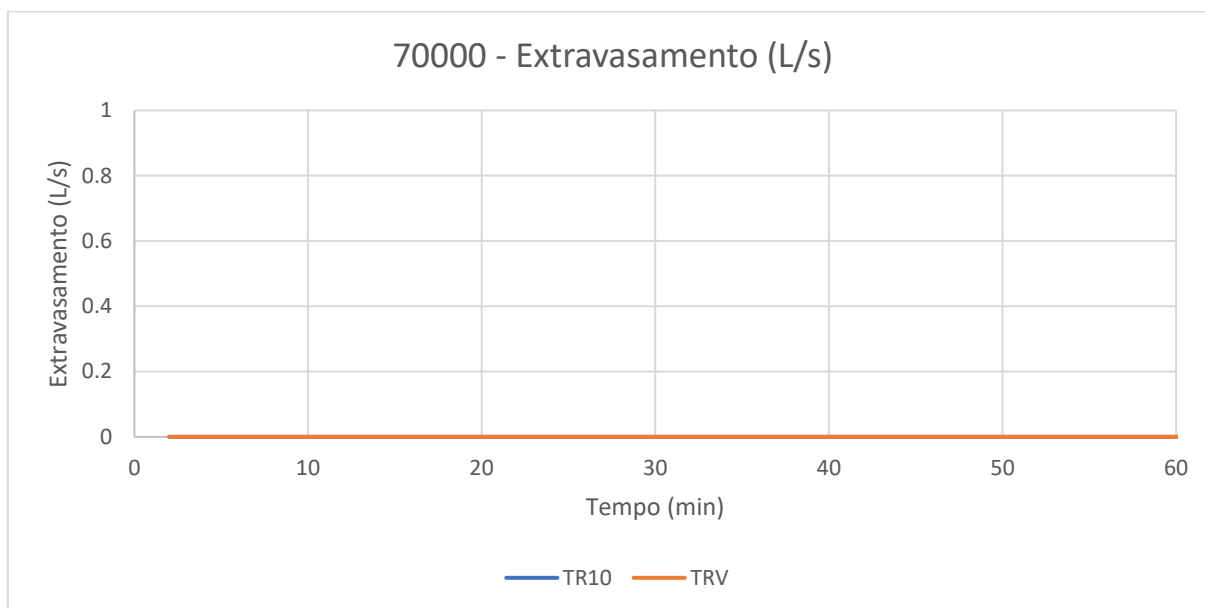


Figura 30 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 30 minutos.

6.2 CHUVA DE 2 HORAS DE DURAÇÃO

Quanto aos picos de vazão gerados nos trechos da rede de drenagem é possível perceber que a redução gerada pelos microrreservatórios é levemente menor do que se comparado a chuva de 30 minutos. Porém a comparação entre os tipos de reservatório gera grandes diferenças. 17 dos 18 trechos apresentam vazões menores

para TR10, chegando a ser 49,6% menor no TN-08, exutório da rede norte, como pode ser observado na Figura 31, que apresenta o hidrograma do trecho. O hidrograma do exutório da linha de rede sul apresentou comportamento semelhante ao exutório norte, porém com menor pico para TRV. O único trecho que apresentou vazão menor para TRV foi TN-01, trecho que recebe contribuição somente de um grande lote, logo tem seu volume total de detenção aumentado consideravelmente para o cenário TRV.

Tabela 10 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 2 horas.

Trecho	SMR	TR10		TRV		TR10-TRV (%)
	Qmáx (m³/s)	Qmáx (m³/s)	SMR-TR10 (%)	Qmáx (m³/s)	SMR-TRV (%)	
TS-01	7,207	2,963	58,89	3,464	51,94	-16,91
TS-02	9,152	3,593	60,74	4,308	52,93	-19,90
TS-03	13,451	4,547	66,20	5,445	59,52	-19,75
TS-04	14,586	4,841	66,81	5,842	59,95	-20,68
TS-05	16,154	5,239	67,57	6,089	62,31	-16,22
TS-06	18,586	5,768	68,97	6,842	63,19	-18,62
TS-07	19,842	6,118	69,17	7,149	63,97	-16,85
TS-08	20,295	6,297	68,97	7,332	63,87	-16,44
TS-09	20,516	6,354	69,03	7,409	63,89	-16,60
TS-10	20,921	6,456	69,14	7,656	63,41	-18,59
TN-01	0,283	0,057	79,86	0,056	80,21	1,75
TN-02	1,563	0,388	75,18	0,521	66,67	-34,28
TN-03	2,818	0,805	71,43	0,88	68,77	-9,32
TN-04	4,147	1,223	70,51	1,429	65,54	-16,84
TN-05	4,288	1,249	70,87	1,515	64,67	-21,30
TN-06	4,857	1,488	69,36	1,866	61,58	-25,40
TN-07	5,861	1,912	67,38	2,645	54,87	-38,34
TN-08	6,724	2,145	68,10	3,209	52,28	-49,60

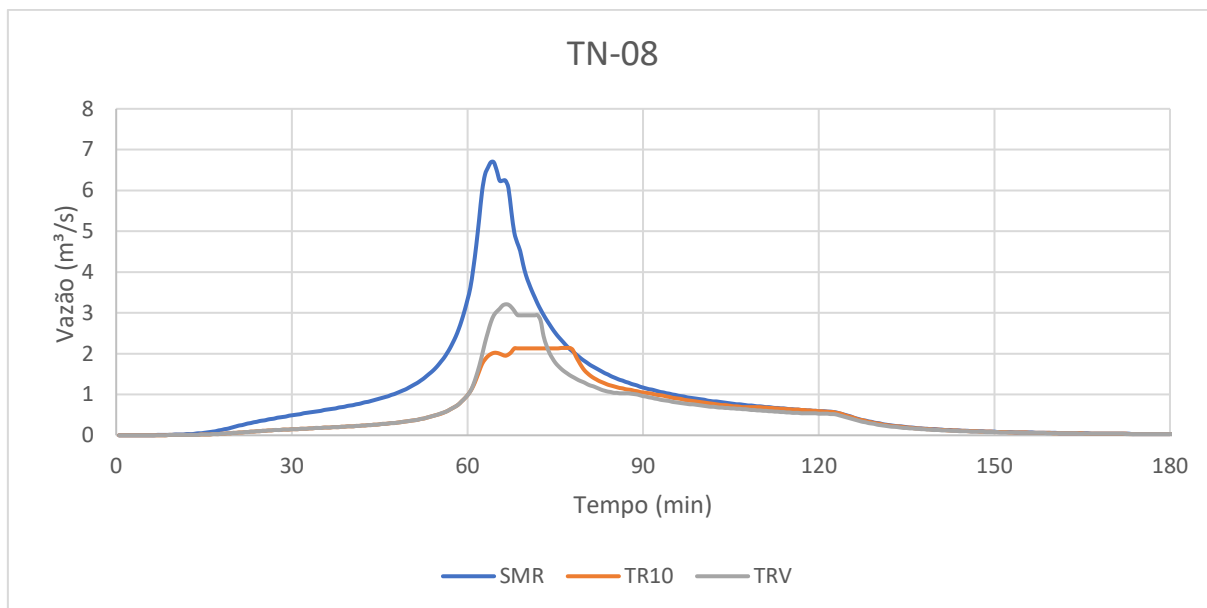


Figura 31 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 2 horas.

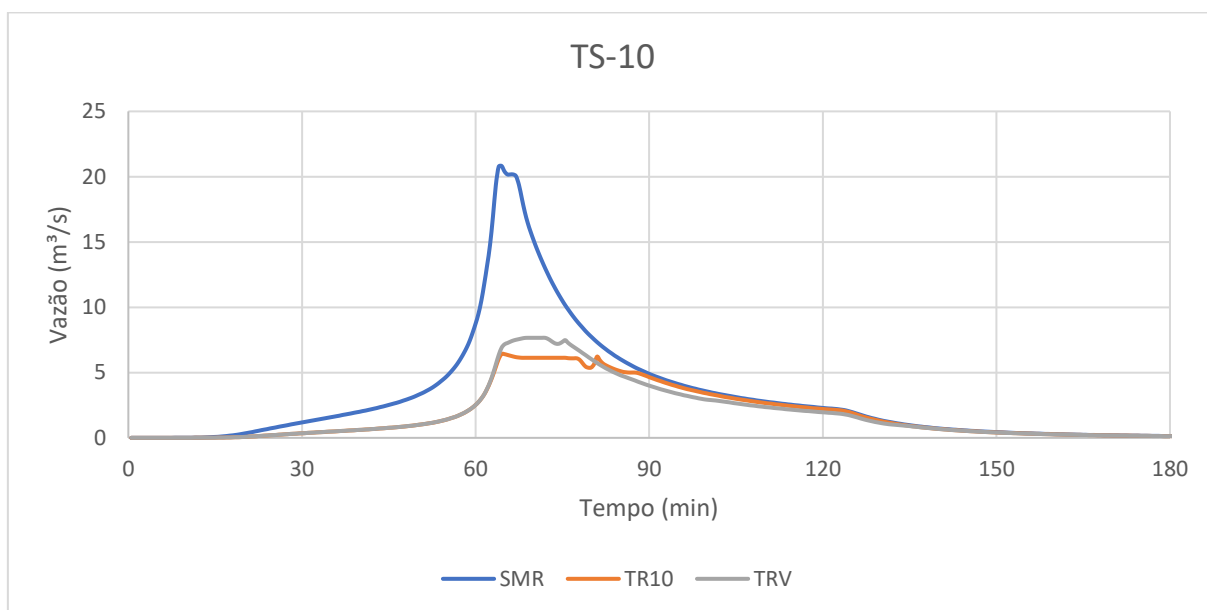


Figura 32 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 2 horas.

Os reservatórios de lotes de 150 m² apresentaram comportamento semelhantes ao gerado pela chuva de 30 minutos. A diferença está no fato da diferença de tempo entre a chegada ao nível máximo (Figura 33) e vazão de restrição (Figura 34) estar menor entre os dois cenários. Já o extravasamento para TR10 aumenta consideravelmente (Figura 35), porém segue sendo bem menor que para TRV.

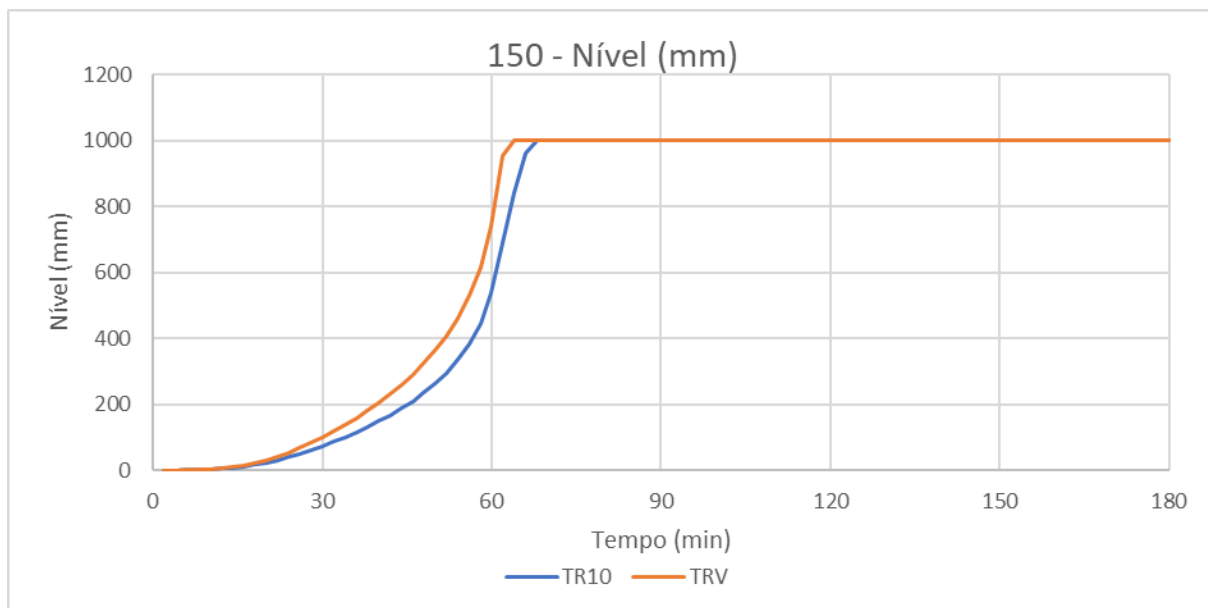


Figura 33 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 2 horas.

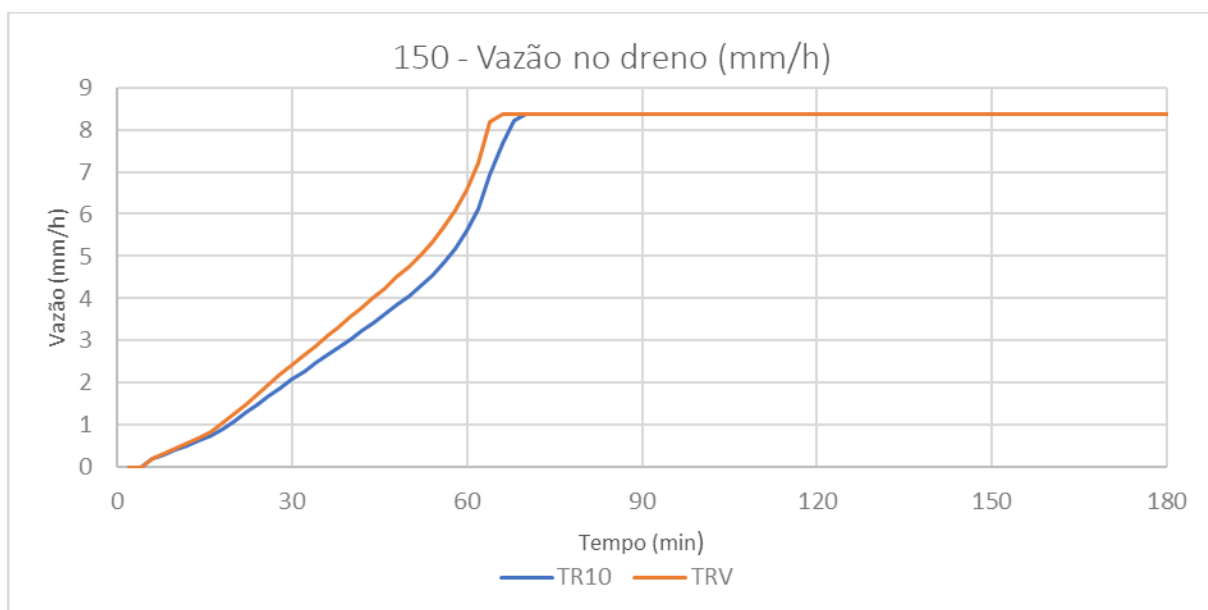


Figura 34 - Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 2 horas.

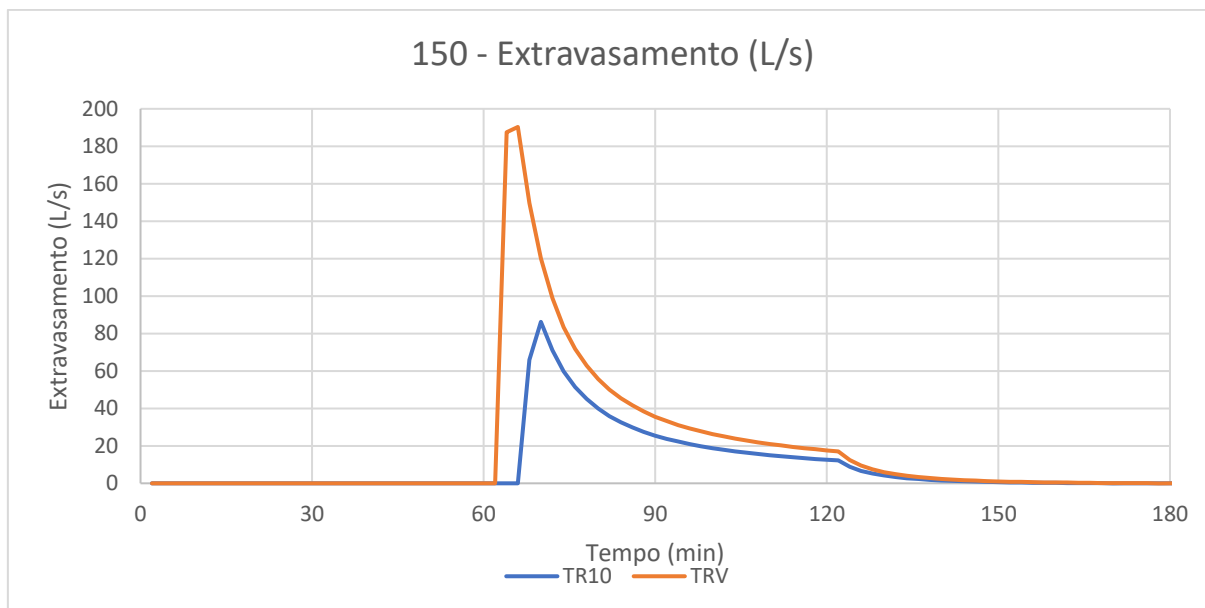


Figura 35 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 2 horas.

O reservatório maior, para o lote de 70000 m² apresentou comportamento bastante distinto para a chuva de 2 horas de duração comparado com a de 30 minutos. Ambos os cenários atingiram o nível total do microrreservatório (Figura 36) e a vazão máxima (Figura 37), embora o cenário TRV tenha demorado um pouco mais para isso. Ambos os cenários extravasaram (Figura 38), com TRV tendo um volume extravasado bem inferior a TR10.

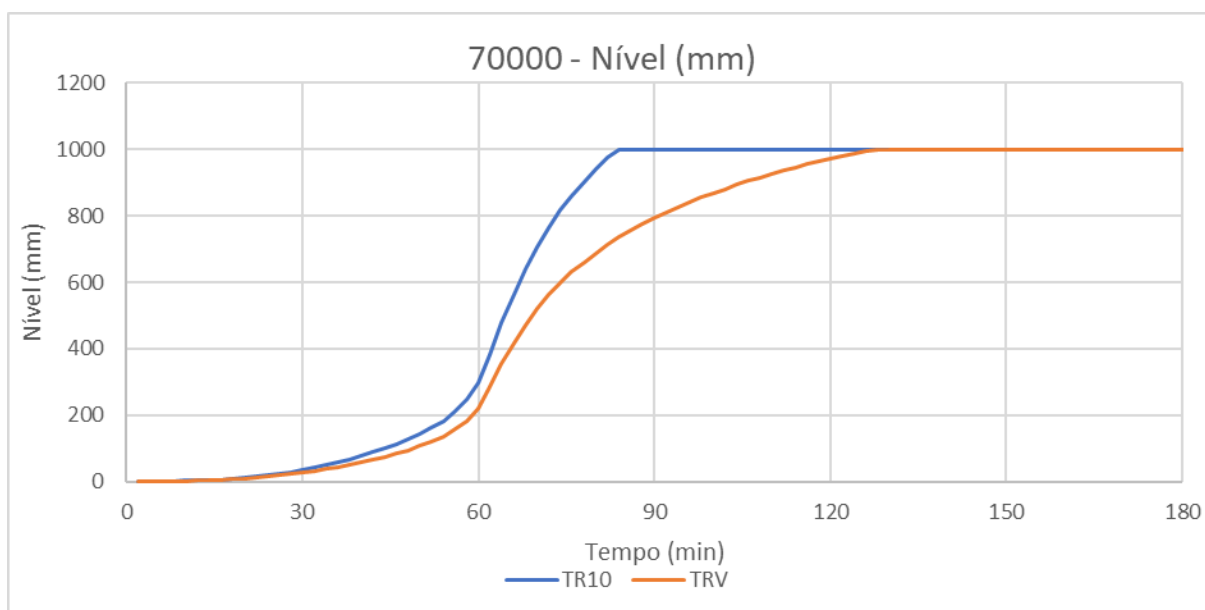


Figura 36 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 2 horas.

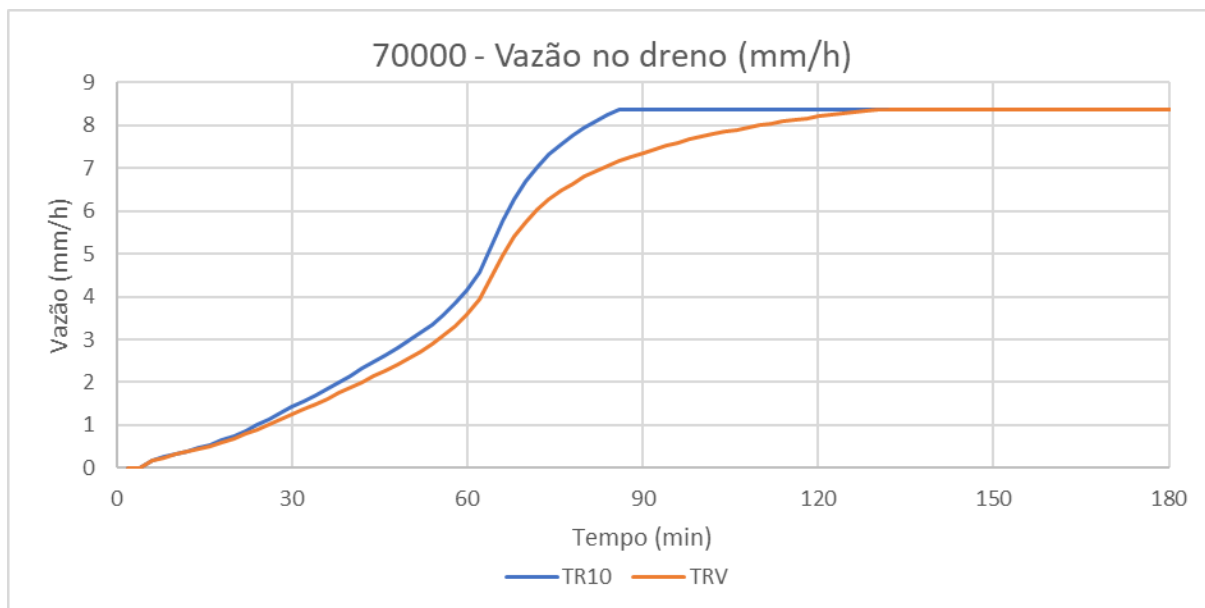


Figura 37– Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 2 horas.

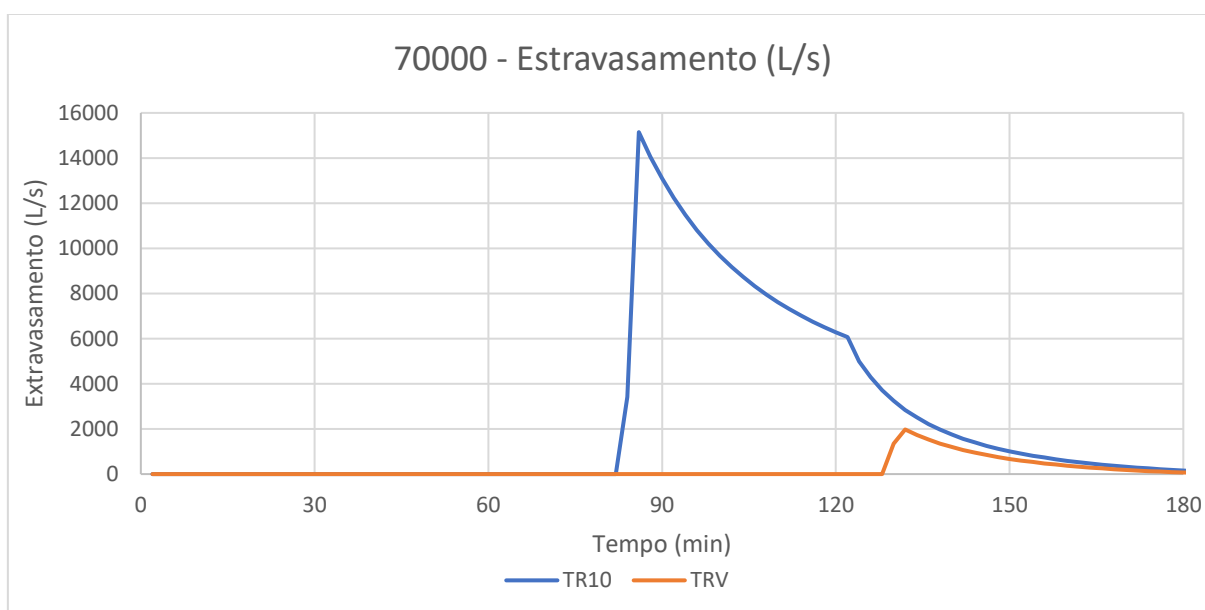


Figura 38 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 2 horas.

6.3 CHUVA DE 6 HORAS DE DURAÇÃO

As vazões de pico para os cenários com a presença de microrreservatórios apresentam uma redução quando comparadas ao cenário sem medidas de controle, conforme os dados da Tabela 11. Já os resultados comparando os dois tipos de dimensionamento destas medidas apresentaram comportamento distinto. Para os

trechos da linha de rede sul o dimensionamento com tempo de retorno de 10 anos se mostrou mais eficiente, com uma máxima diferença de 7,66% no trecho TS-04. Na linha de rede norte as diferenças variaram mais, chegando a apresentar 39,5% de diferença no trecho TN-03. Os hidrogramas para os exutórios das linhas de rede norte e sul são apresentados nas Figura 39 e Figura 41, respectivamente. A Figura 40 e a Figura 42 apresentam um detalhamento maior do pico dos hidrogramas, para uma melhor visualização dos mesmos.

Tabela 11 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 6 horas.

Trecho	SMR	TR10		TRV		TR10-TRV (%)
	Qmáx (m³/s)	Qmáx (m³/s)	SMR-TR10 (%)	Qmáx (m³/s)	SMR-TRV (%)	
TS-01	7,576	5,567	26,52	5,792	23,55	-4,04
TS-02	9,617	7,065	26,54	7,506	21,95	-6,24
TS-03	14,306	8,887	37,88	9,459	33,88	-6,44
TS-04	15,444	9,57	38,03	10,3	33,29	-7,66
TS-05	17,082	10,93	36,01	11,01	35,56	-0,70
TS-06	19,73	12,39	37,18	12,94	34,41	-4,41
TS-07	20,986	13,29	36,68	13,82	34,15	-4,00
TS-08	21,452	13,83	35,52	14,26	33,55	-3,05
TS-09	21,675	13,88	35,97	14,41	33,52	-3,83
TS-10	22,087	14,13	36,05	14,74	33,29	-4,32
TN-01	0,32	0,098	69,38	0,064	80,00	34,69
TN-02	1,618	0,662	59,09	0,689	57,42	-4,08
TN-03	2,88	1,929	33,02	1,167	59,48	39,50
TN-04	4,233	3,027	28,49	2,191	48,24	27,62
TN-05	4,374	3,173	27,46	2,322	46,91	26,82
TN-06	5	3,644	27,12	2,843	43,14	21,98
TN-07	6,008	4,541	24,42	3,834	36,19	15,57
TN-08	6,871	5,285	23,08	4,635	32,54	12,30

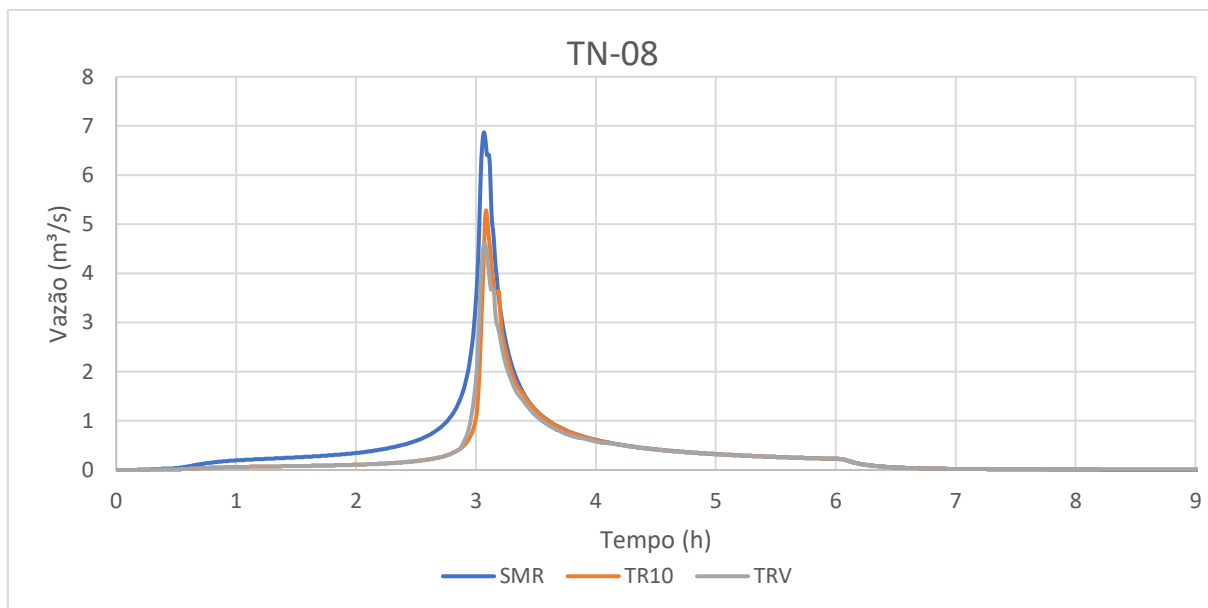


Figura 39 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 6 horas.

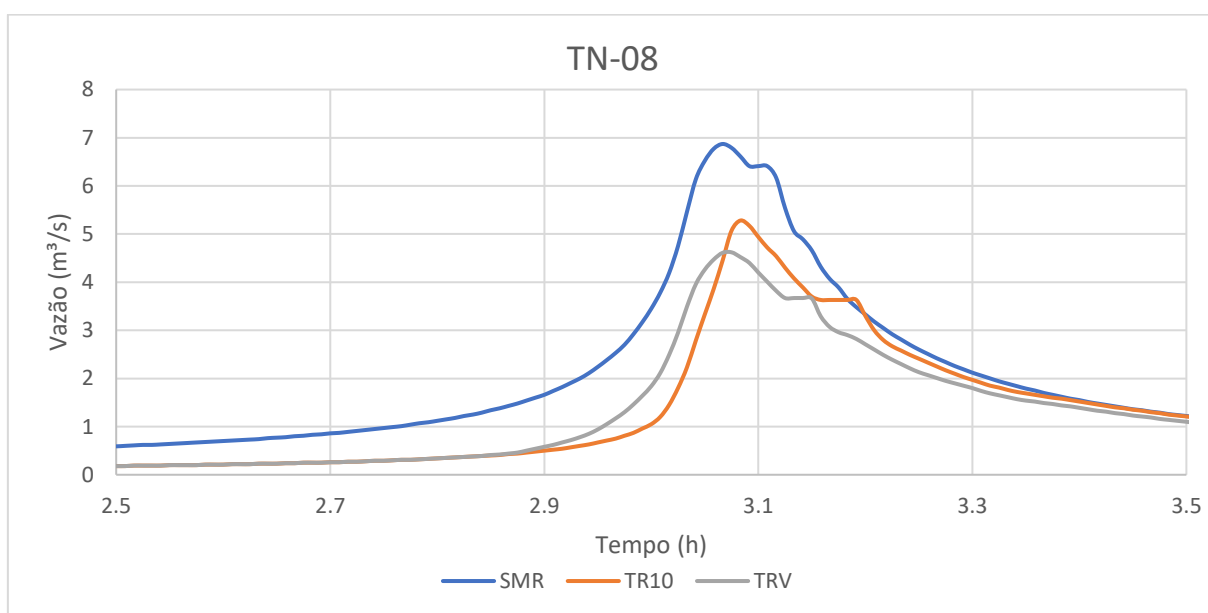


Figura 40 - Pico do hidrograma do exutório norte para chuva de 6 horas.

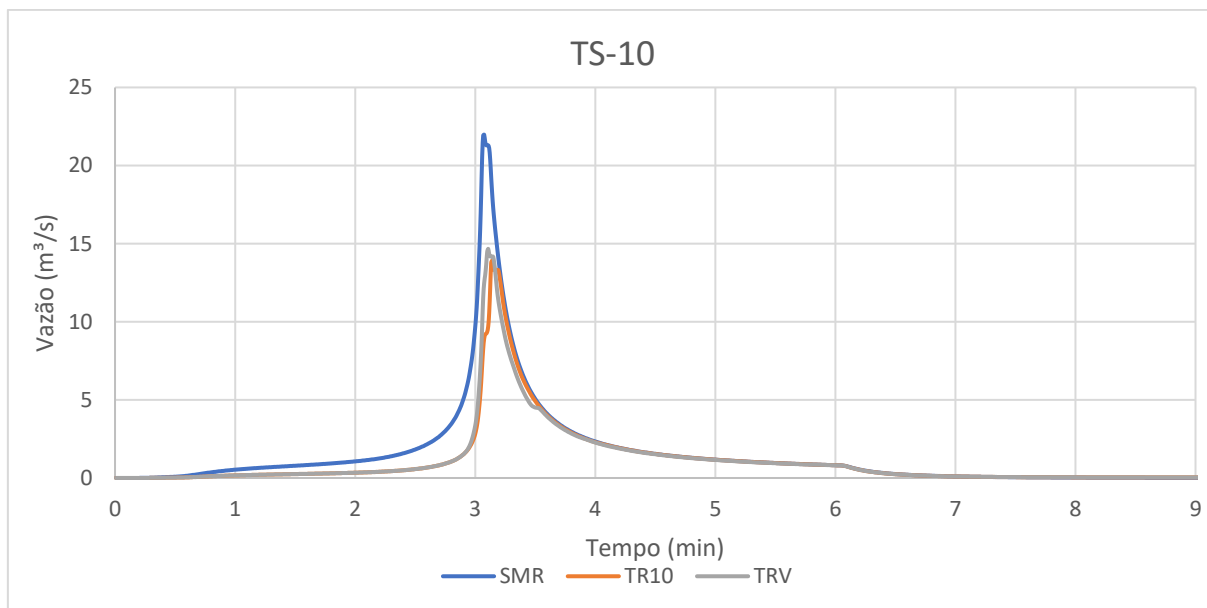


Figura 41 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 6 horas.

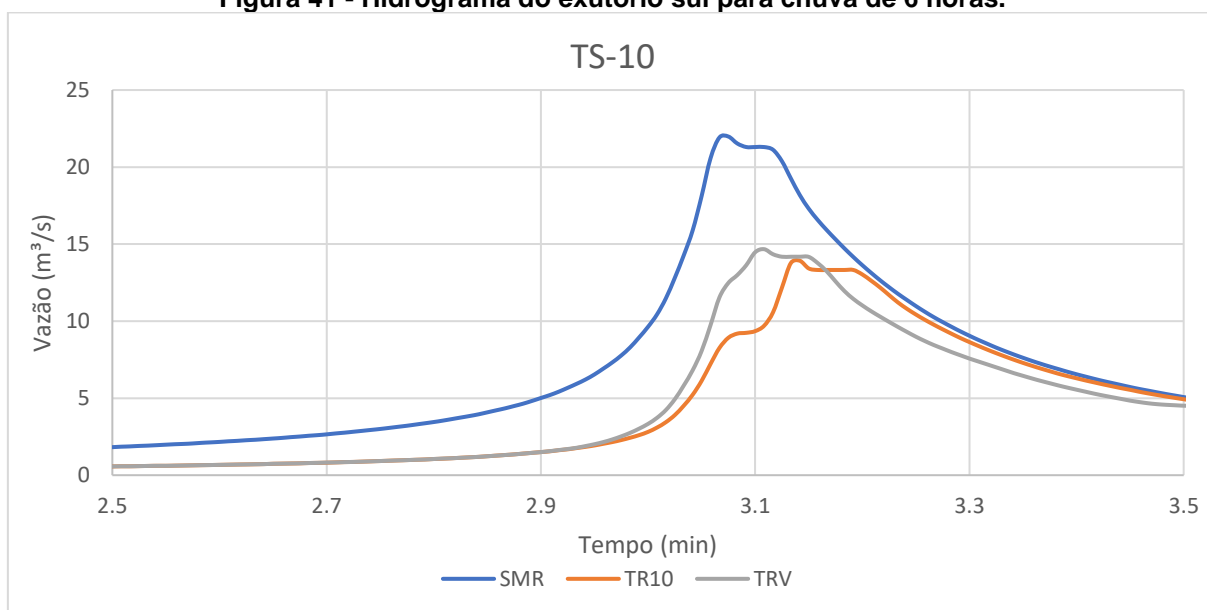


Figura 42 - Pico do hidrograma do exutório sul para chuva de 6 horas.

O comportamento do nível dos reservatórios e da vazão dos drenos para as chuvas de 6 horas de duração ou mais se mantém parecidos com o comportamento para a chuva de 2 horas. Os reservatórios, atingem o nível e a vazão máximos com uma pequena diferença entre os cenários TR10 e TRV, atingindo com os valores máximos atingidos primeiro por TRV nos lotes menores, e por TR10 nos lotes maiores. Esses resultados podem ser observados nas Figura 43 e Figura 44 para os reservatórios dos lotes de 150 m² e Figura 46 e Figura 47 para o reservatório do lote de 70000 m².

A diferença entre os valores de extravasamento para as duas premissas de dimensionamento diminui, sendo mais evidente para os reservatórios menores, conforme a Figura 45. O comportamento para o reservatório do lote de 70000m² é apresentado na Figura 48, onde a vazão máxima de extravasamento para TRV é cerca de um terço do valor de TR10.

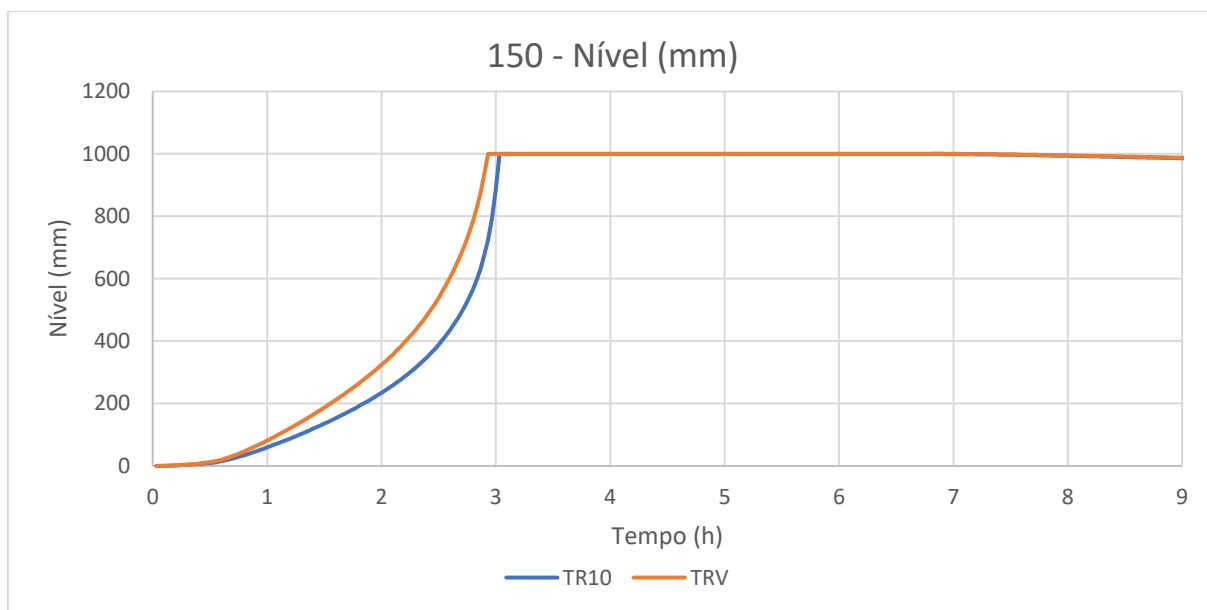


Figura 43 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 6 horas.

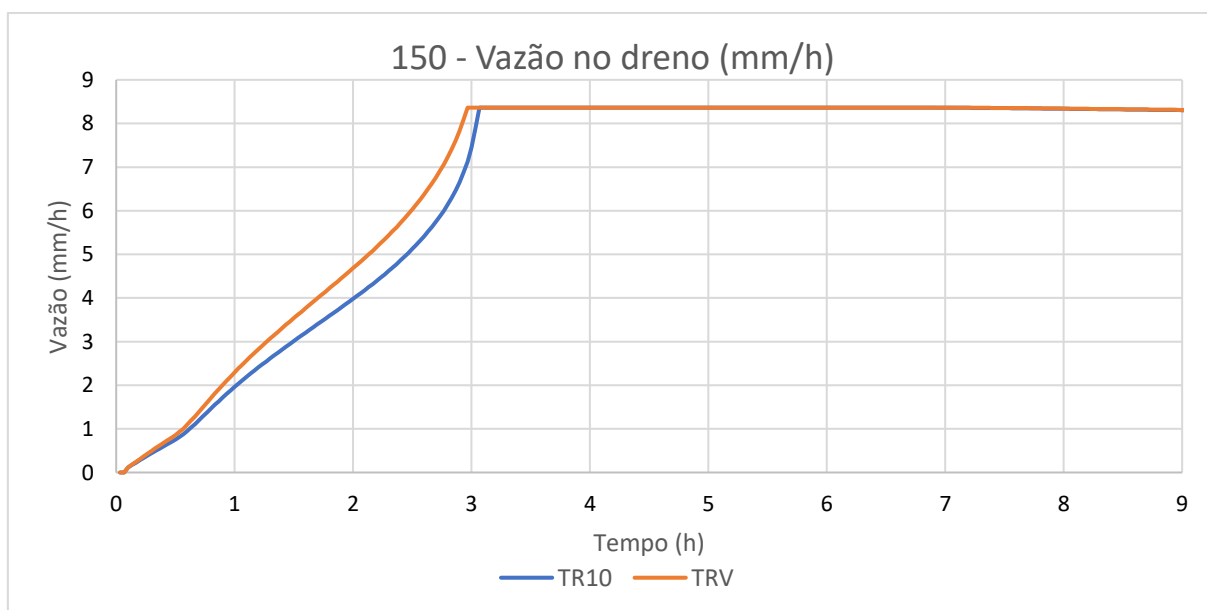


Figura 44 - Vazão no dreno do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 6 horas.

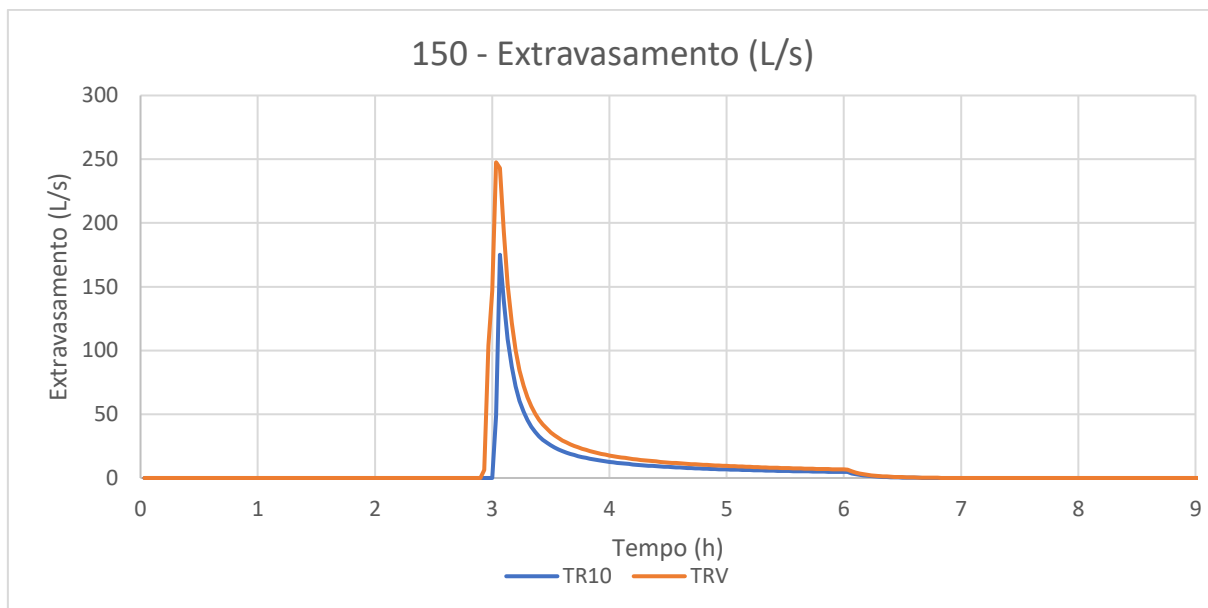


Figura 45 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 6 horas.

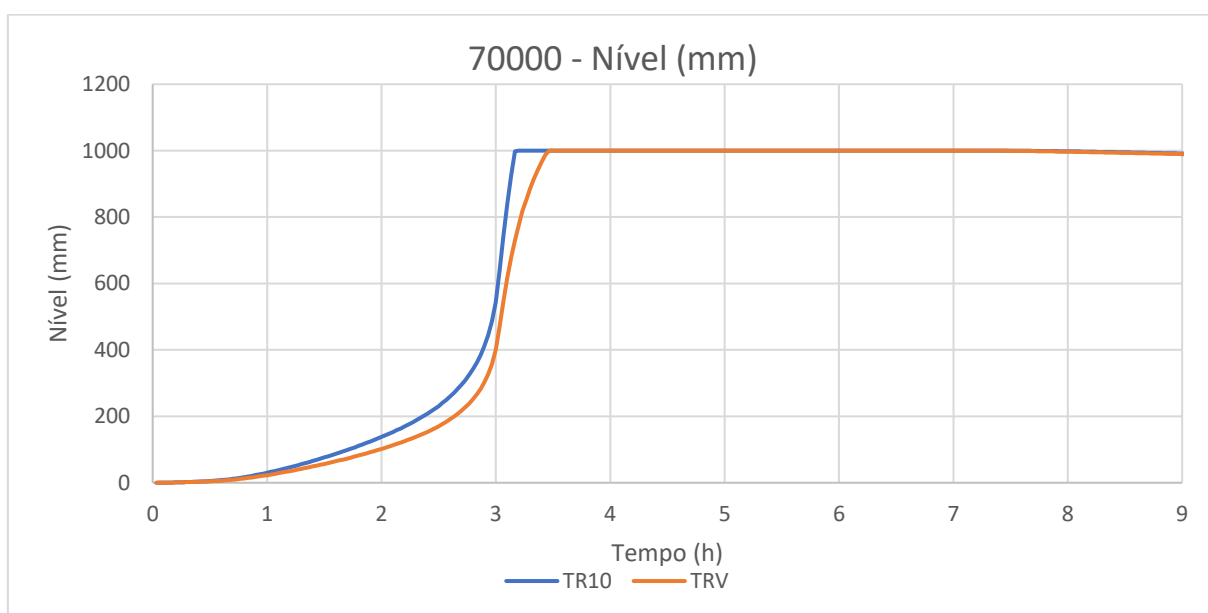


Figura 46 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 6 horas.

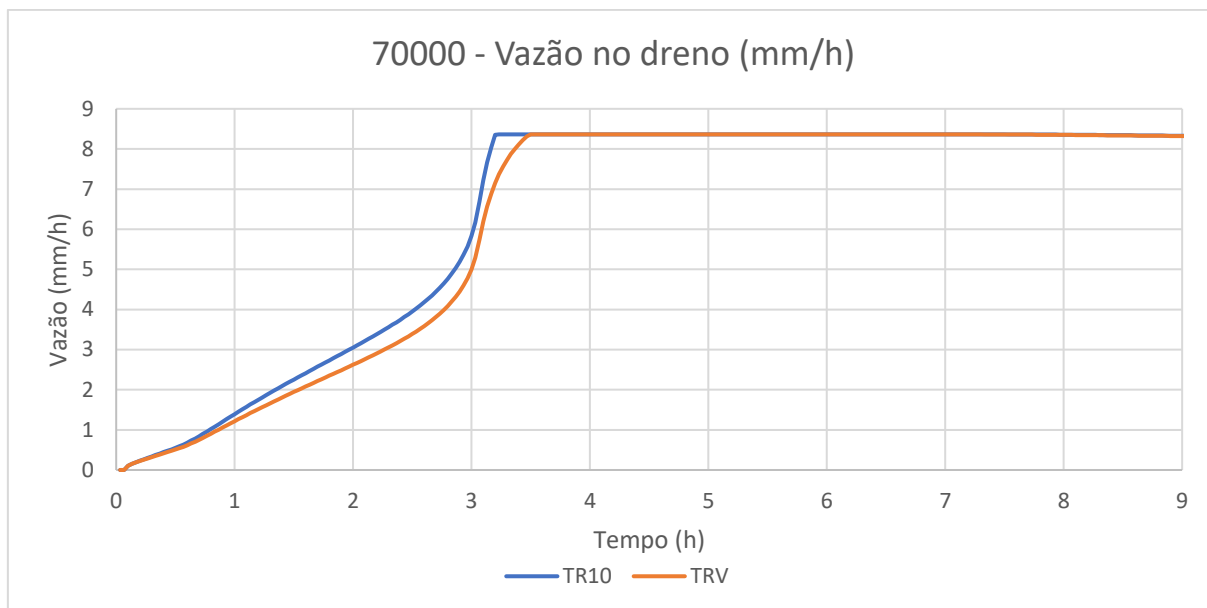


Figura 47 – Vazão no dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 6 horas.

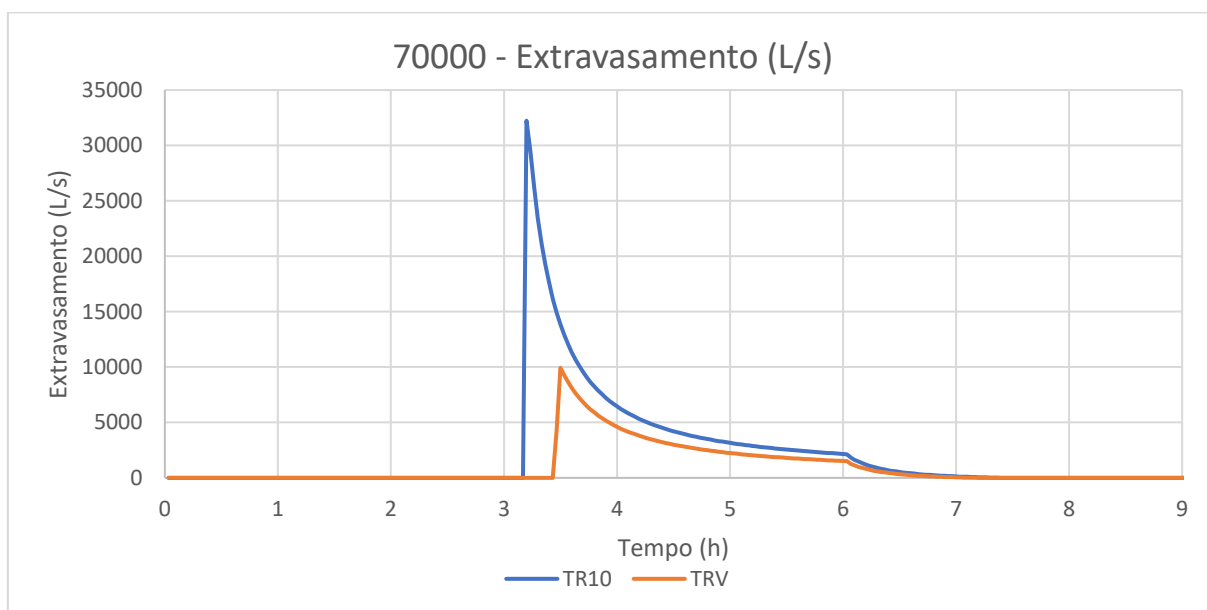


Figura 48 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 6 horas.

6.4 CHUVA DE 12 HORAS DE DURAÇÃO

Para as vazões de pico nos trechos da rede podemos observar que o cenário TRV se demonstrou mais eficiente quando comparado ao TR10 em todos os trechos da rede, especialmente na linha de rede norte. TRV gerou uma vazão de pico 14,11% menor para o exutório norte e 9,56% menor para o exutório sul, quando comparados

a TR10. Os hidrogramas dos trechos exutório podem ser observados nas Figura 49 a Figura 52.

Tabela 12 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 12 horas.

Trecho	SMR	TR10		TRV		TR10-TRV (%)
	Qmáx (m³/s)	Qmáx (m³/s)	SMR-TR10 (%)	Qmáx (m³/s)	SMR-TRV (%)	
TS-01	7,792	7,43	4,65	6,996	10,22	5,84
TS-02	10,058	9,76	2,96	9,251	8,02	5,22
TS-03	14,942	12,38	17,15	11,84	20,76	4,35
TS-04	16,285	13,76	15,53	13,09	19,63	4,85
TS-05	18,286	15,87	13,20	14,18	22,45	10,66
TS-06	21,162	18,44	12,87	16,82	20,53	8,80
TS-07	22,371	19,91	10,99	18	19,53	9,59
TS-08	22,778	20,64	9,39	18,47	18,91	10,51
TS-09	22,96	20,69	9,89	18,66	18,72	9,80
TS-10	23,347	21,06	9,79	19,05	18,41	9,56
TN-01	0,353	0,166	52,97	0,07	80,17	57,83
TN-02	1,715	1,003	41,52	0,732	57,32	27,02
TN-03	2,992	2,07	30,82	1,666	44,32	19,52
TN-04	4,396	3,403	22,59	2,702	38,54	20,60
TN-05	4,579	3,577	21,88	2,811	38,61	21,41
TN-06	5,261	4,153	21,06	3,376	35,83	18,71
TN-07	6,265	5,166	17,54	4,289	31,54	16,98
TN-08	7,144	5,975	16,36	5,132	28,16	14,11

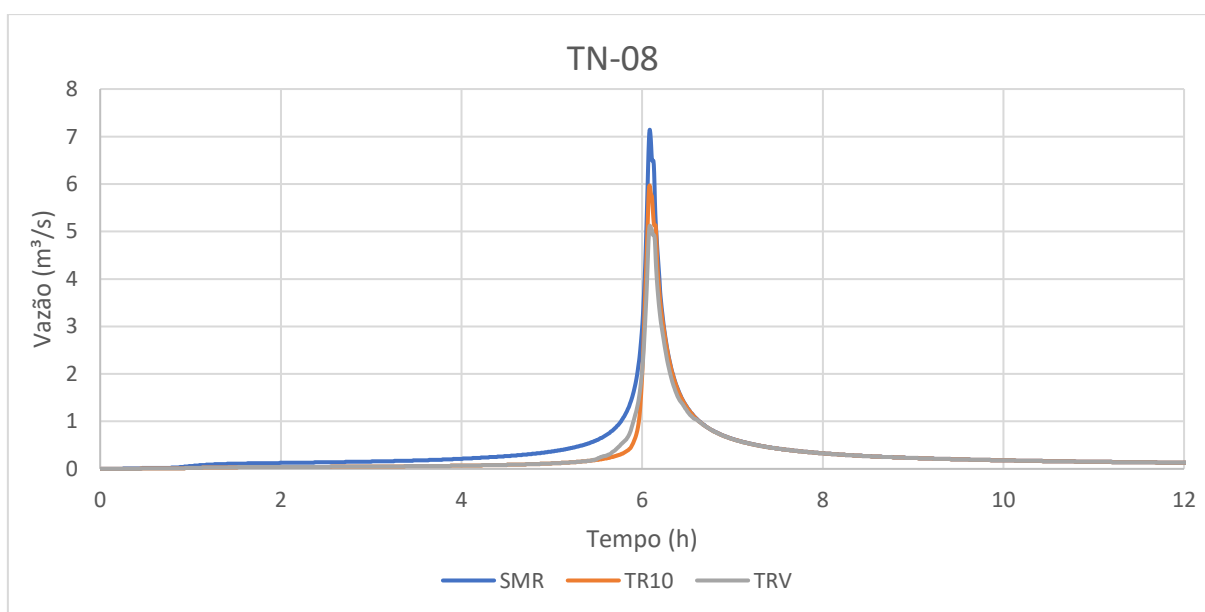


Figura 49 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 12 horas.

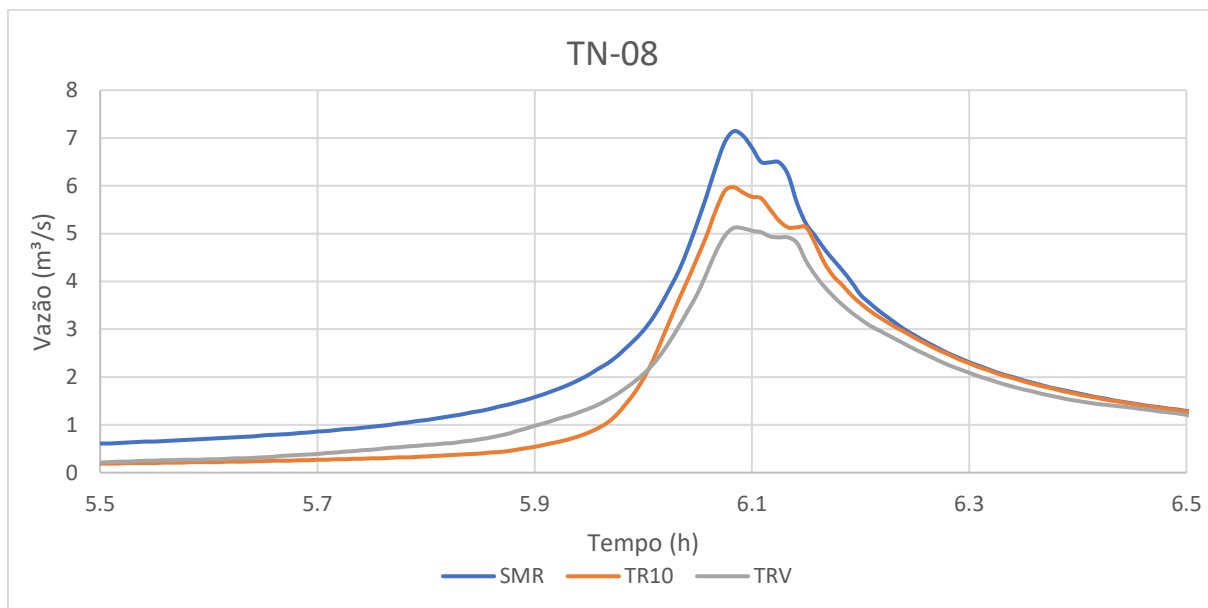


Figura 50 – Pico do hidrograma do exutório norte para chuva de 12 horas.

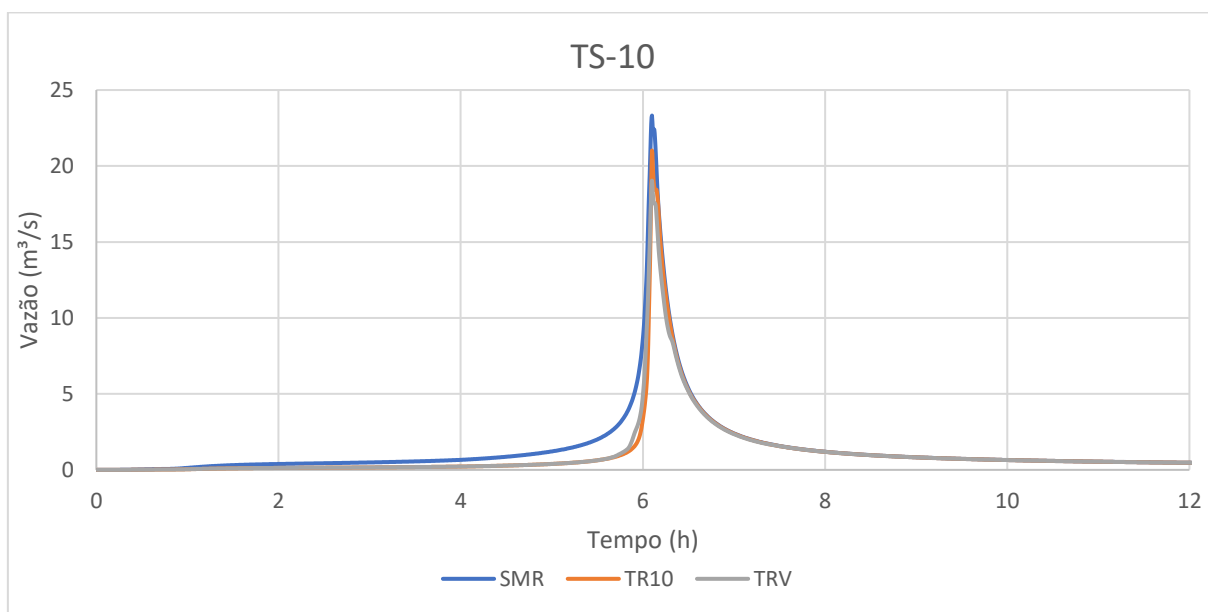


Figura 51 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 12 horas.

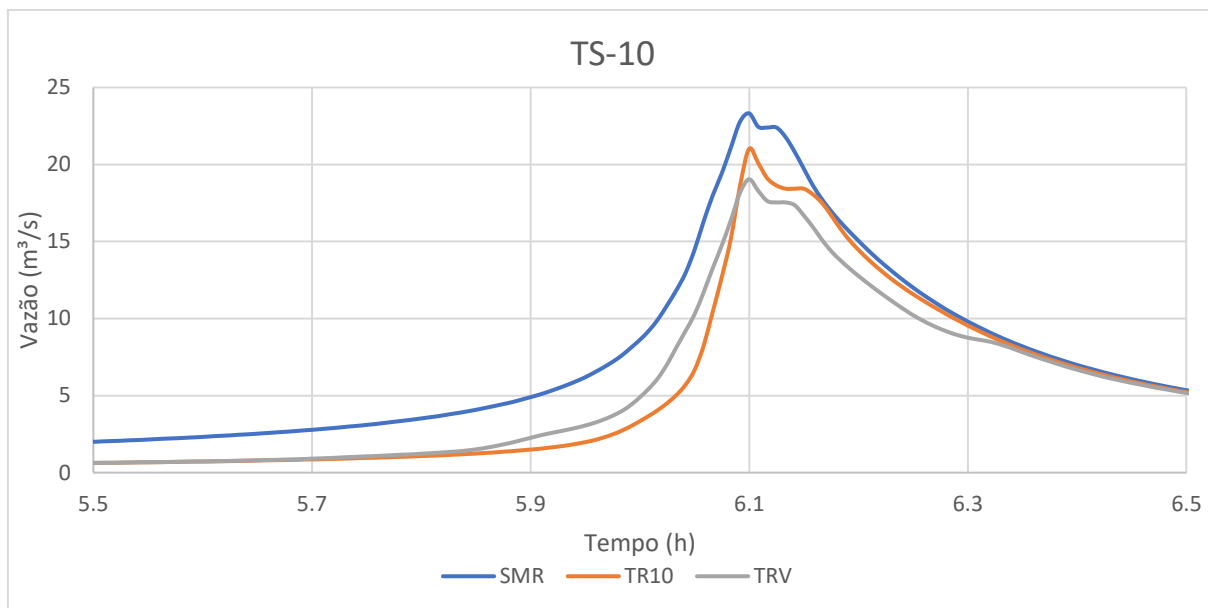


Figura 52 – Pico do hidrograma do exutório sul para chuva de 12 horas.

Todos os microrreservatórios atingiram seu nível máximo e a vazão máxima de restrição, independentemente de sua premissa de dimensionamento e tamanho do lote ao qual estão relacionados, conforme as Figura 53, Figura 54, Figura 56 e Figura 57. O comportamento da vazão de extravasamento dos reservatórios dos lotes de 150 e 70000 m² são apresentados na Figura 55 e Figura 58, respectivamente.

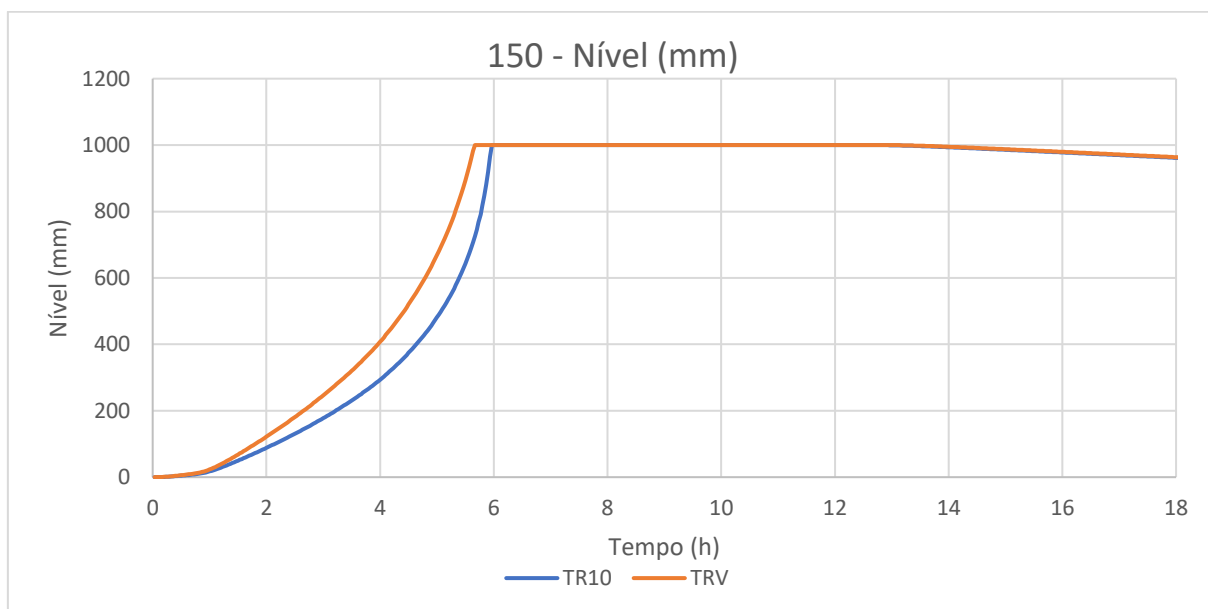


Figura 53 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 12 horas.

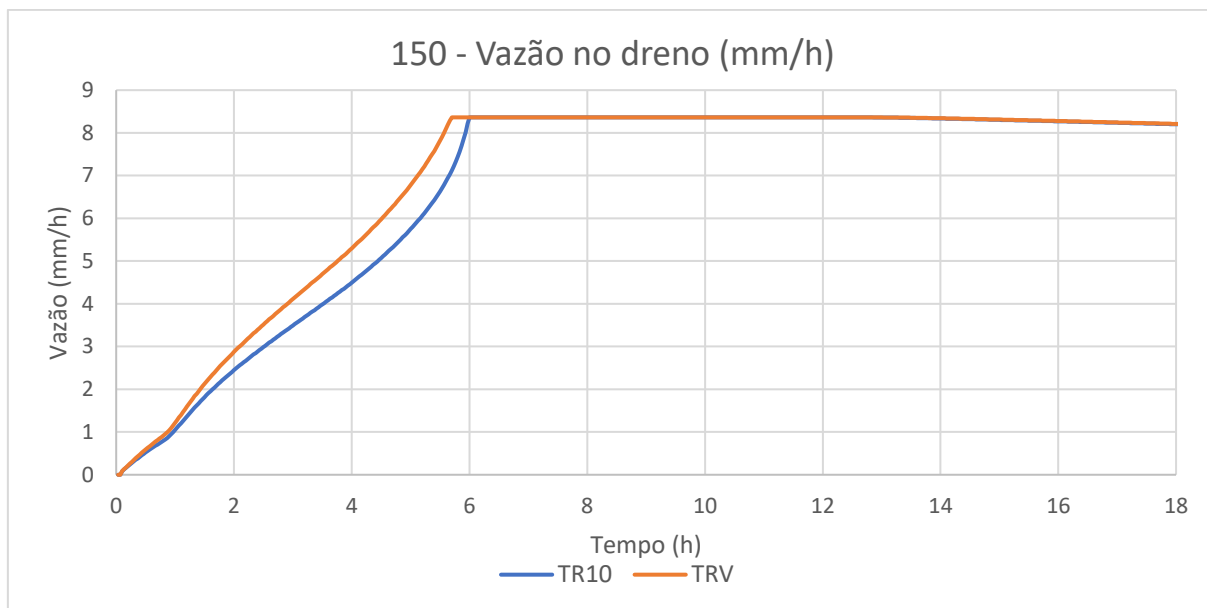


Figura 54 - Vazão no dreno do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 12 horas.

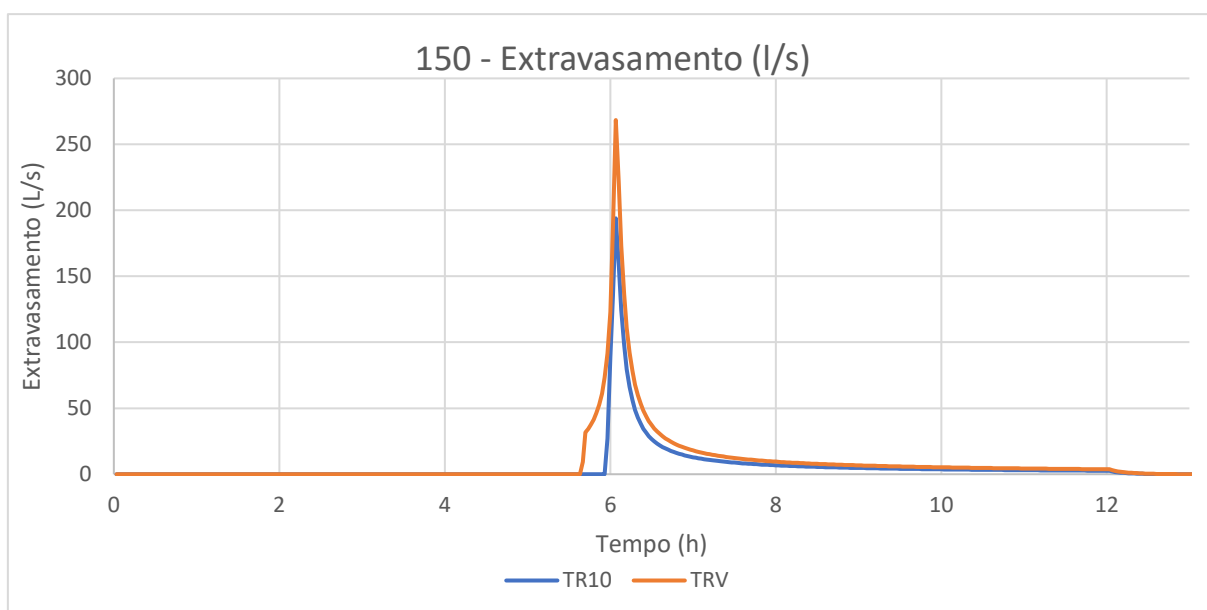


Figura 55 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 12 horas.

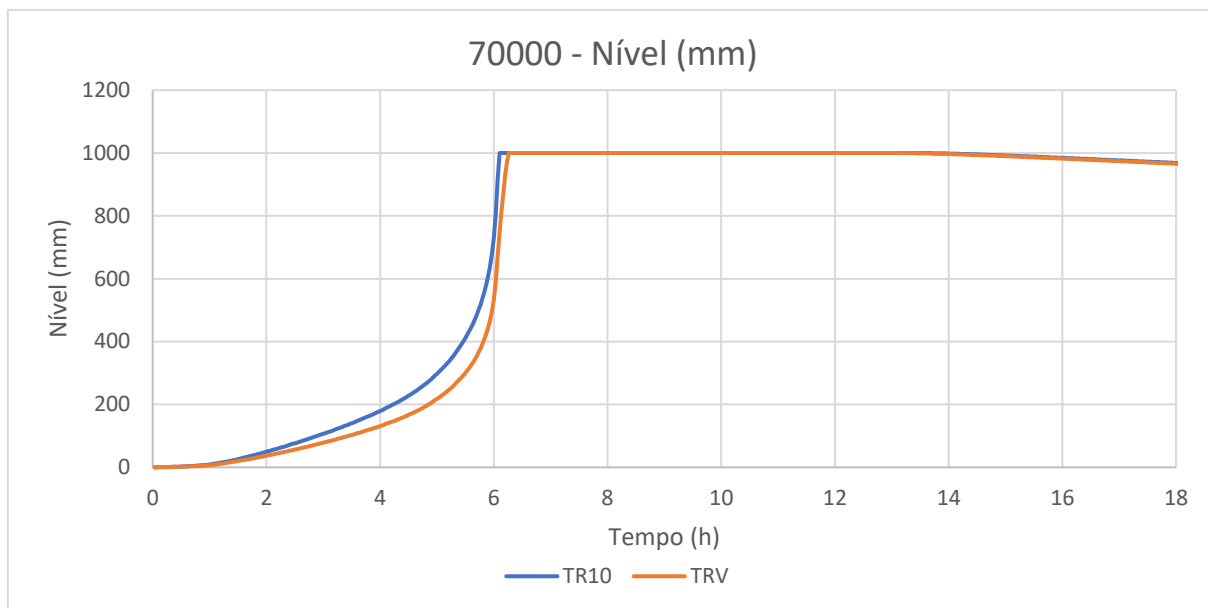


Figura 56 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 12 horas.

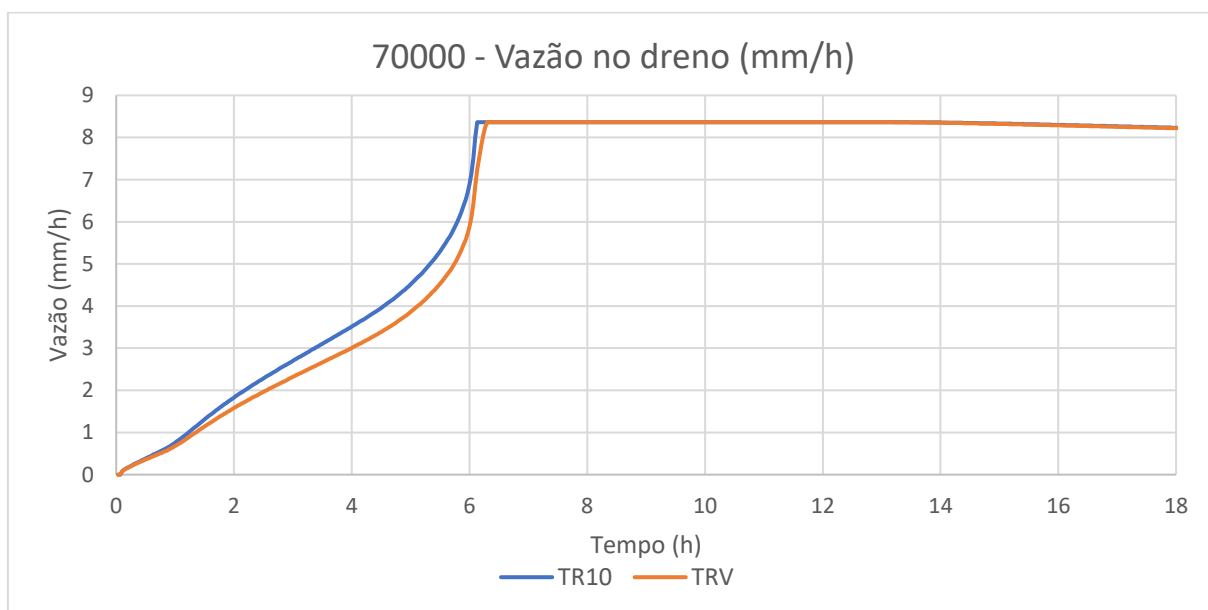


Figura 57 - Vazão no dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 12 horas.

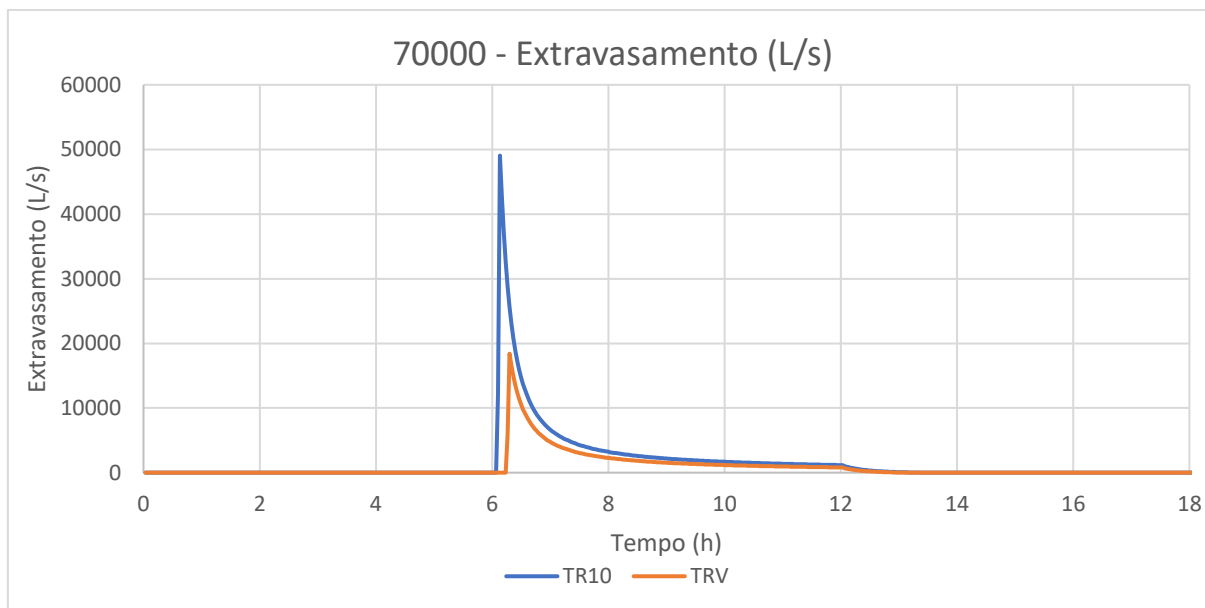


Figura 58 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 12 horas.

6.5 CHUVA DE 24 HORAS DE DURAÇÃO

Nos trechos da rede de drenagem a redução das vazões de pico em relação ao cenário sem a presença dos microrreservatórios foi menor para a chuva de 24 horas de duração quando comparado as chuvas de menor duração, porém ainda assim são resultados bastante positivos. Comparando as duas premissas de dimensionamento, o tempo de retorno variável apresentou melhores resultados para todos os trechos das duas linhas de rede quanto à diminuição das vazões de pico. Os resultados foram 9,45% superiores no exutório norte e 12,77% no exutório sul. Esses resultados podem ser observados na Tabela 13, bem como nos hidrogramas das Figura 59 a Figura 62.

Tabela 13 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 24 horas.

Trecho	SMR	TR10		TRV		TR10-TRV (%)
	Q _{máx} (m ³ /s)	Q _{máx} (m ³ /s)	SMR-TR10 (%)	Q _{máx} (m ³ /s)	SMR-TRV (%)	
TS-01	7,794	7,299	6,35	7,283	6,56	0,22
TS-02	9,898	9,374	5,29	9,354	5,50	0,21
TS-03	14,844	14,4	3,00	12,16	18,12	15,58
TS-04	15,966	15,49	2,98	13,25	17,00	14,45

Tabela 13 - Vazão máxima nos trechos de rede para chuva de 24 horas (continuação).

Trecho	SMR	TR10		TRV		TR10-TRV (%)
	Q _{máx} (m ³ /s)	Q _{máx} (m ³ /s)	SMR-TR10 (%)	Q _{máx} (m ³ /s)	SMR-TRV (%)	
TS-05	17,664	17,23	2,45	14,86	15,90	13,79
TS-06	20,498	20,28	1,09	17,45	14,86	13,92
TS-07	21,753	21,58	0,82	18,65	14,26	13,55
TS-08	22,229	22,05	0,81	19,14	13,88	13,18
TS-09	22,453	22,27	0,83	19,37	13,71	12,99
TS-10	22,87	22,69	0,80	19,79	13,47	12,77
TN-01	0,351	0,296	15,67	0,129	63,25	56,42
TN-02	1,66	1,553	6,45	0,864	47,95	44,37
TN-03	2,927	2,752	5,98	2,047	30,06	25,62
TN-04	4,296	4,093	4,73	3,402	20,81	16,88
TN-05	4,438	4,23	4,69	3,538	20,28	16,36
TN-06	5,144	4,864	5,44	4,227	17,83	13,10
TN-07	6,154	5,863	4,73	5,221	15,16	10,95
TN-08	7,005	6,744	3,73	6,107	12,82	9,45

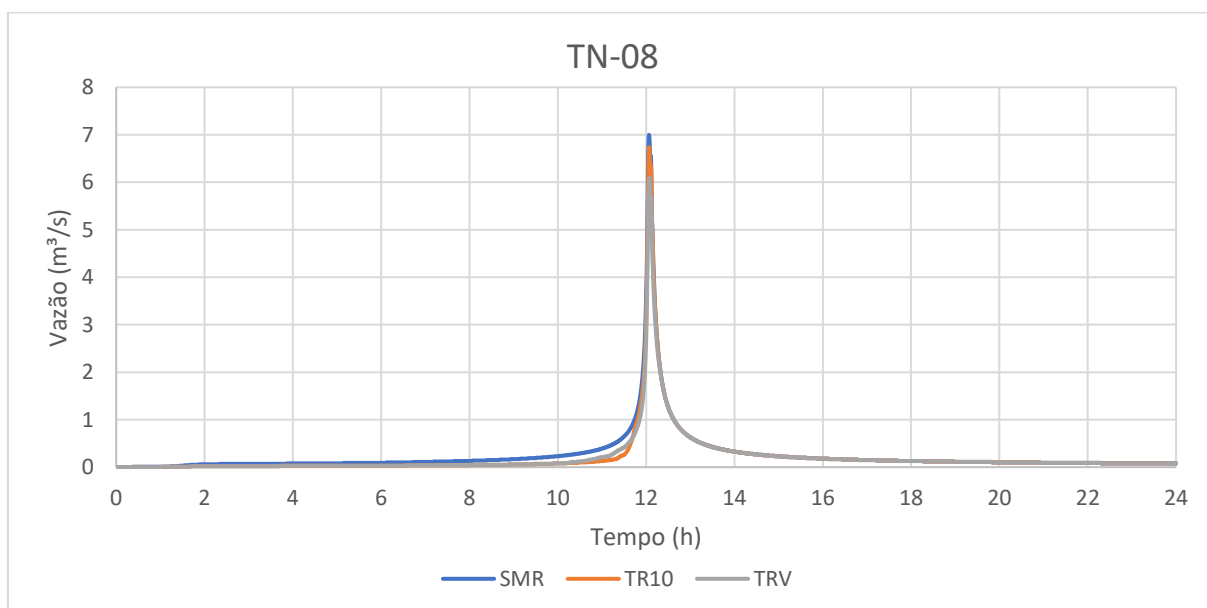


Figura 59 - Hidrograma do exutório norte para chuva de 24 horas.

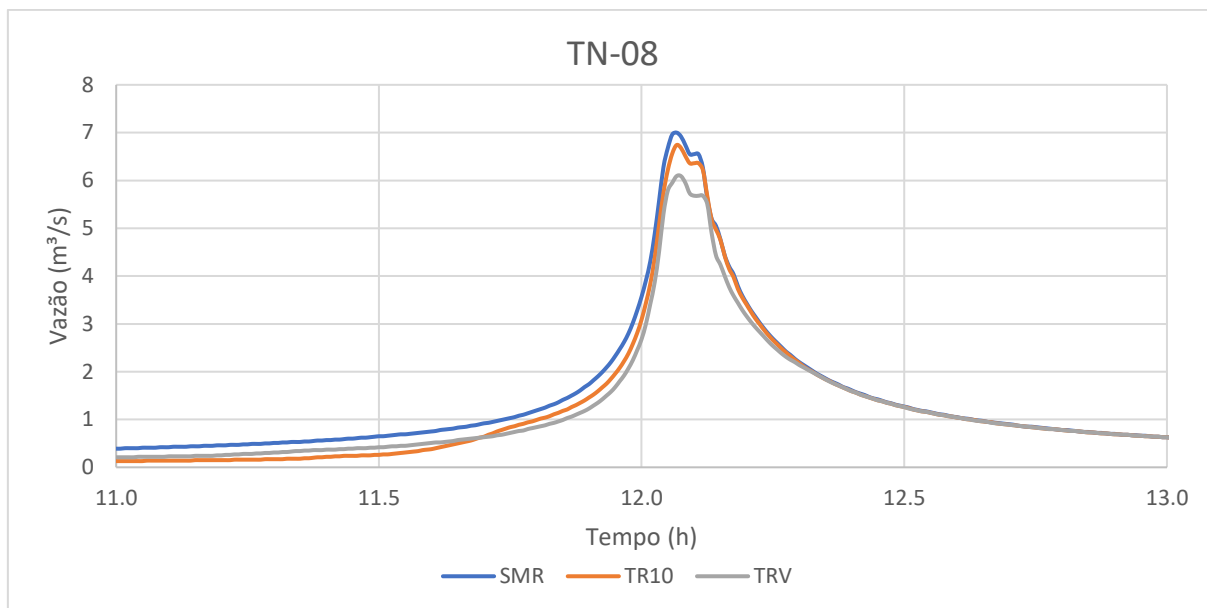


Figura 60 – Pico do hidrograma do exutório norte para chuva de 24 horas.

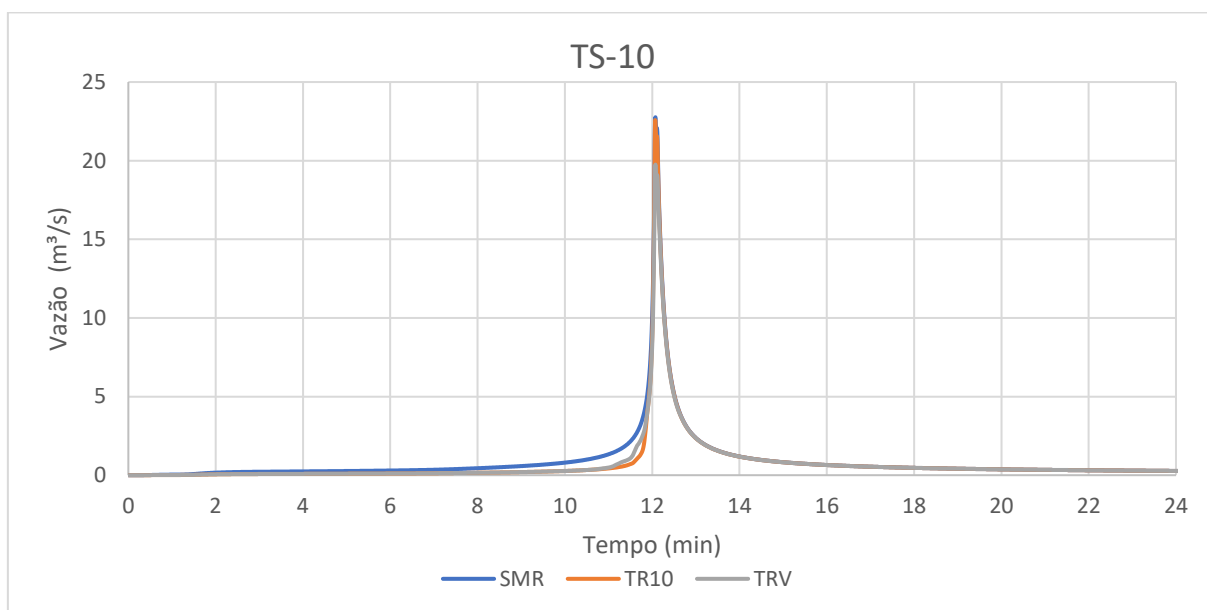


Figura 61 - Hidrograma do exutório sul para chuva de 24 horas.

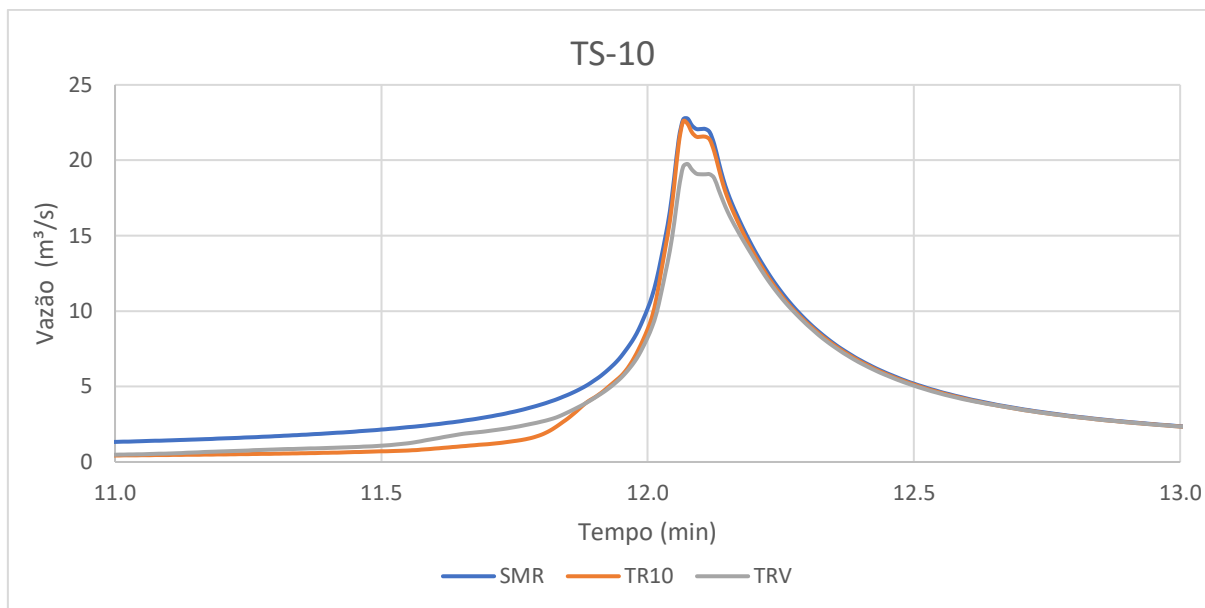


Figura 62 – Pico do hidrograma do exutório sul para chuva de 24 horas.

Os reservatórios de 150 atingem seu nível máximo antes do pico de chuva, às 11:36 para TR10 e 10:44 para TRV, conforme a Figura 63. Eles só deixam de trabalhar no nível máximo após o término da chuva de 24 horas, às 24:36 e 24:46, respectivamente. Nesse intervalo de tempo, a vazão de saída no dreno é a vazão de restrição, conforme a Figura 64. Nesse período também ocorre o extravasamento dos microrreservatórios, conforme Figura 65, que não apresenta grandes diferenças entre os dois cenários.

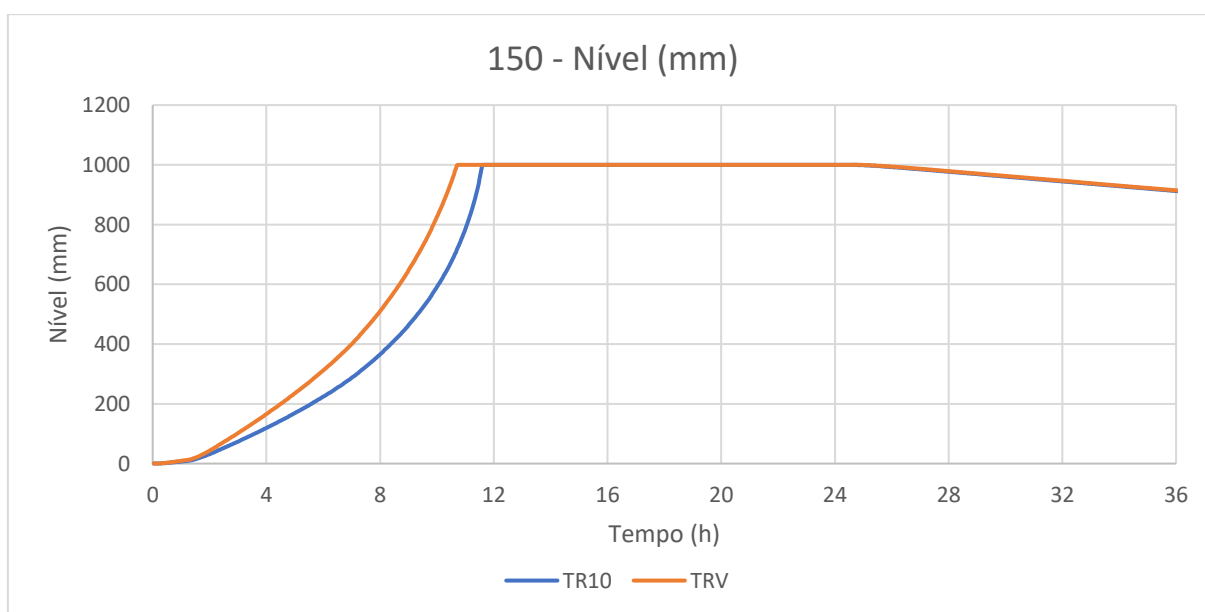


Figura 63 - Nível do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 24 horas.

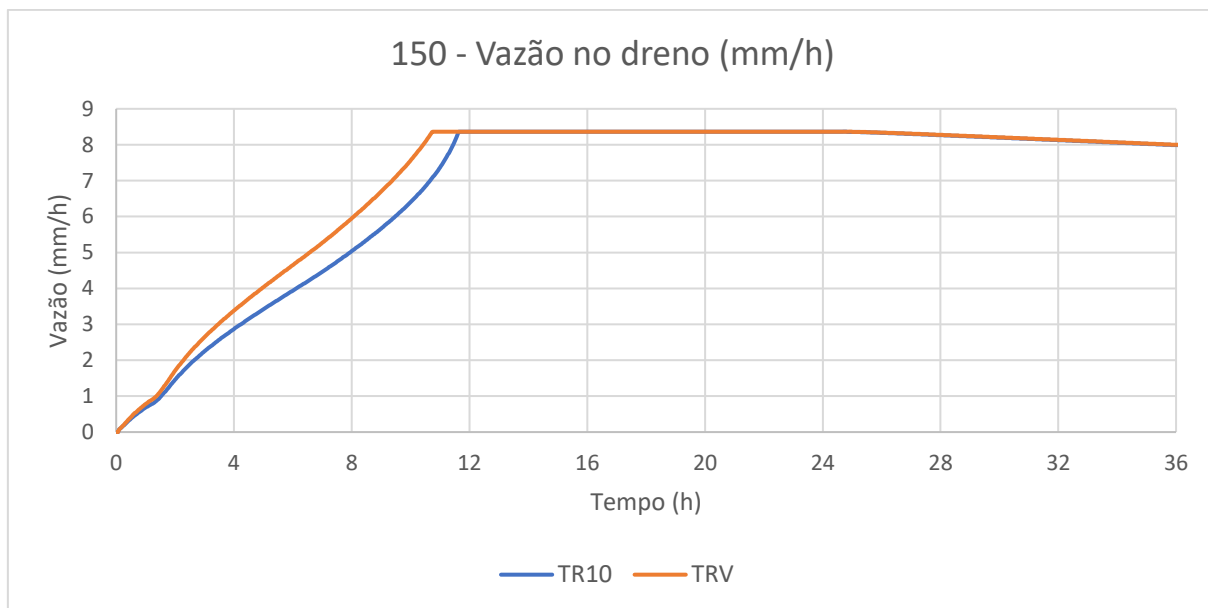


Figura 64 – Vazão do dreno microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 24 horas.

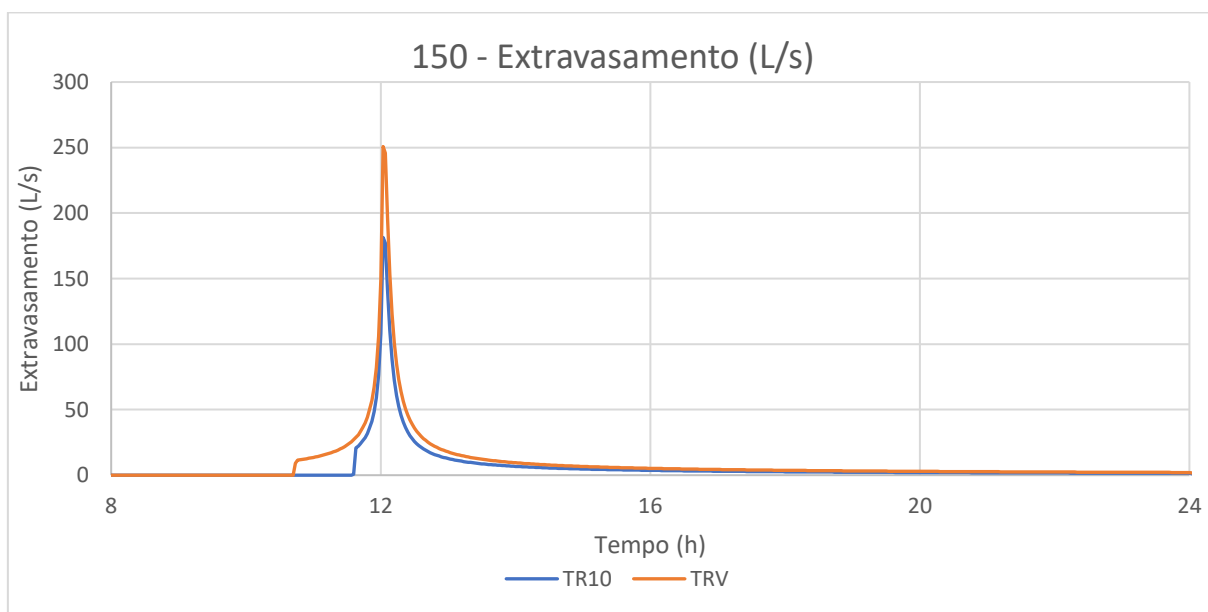


Figura 65 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 150 m² para chuva de 24 horas.

Para os microrreservatórios 70000, os níveis máximos são atingidos no pico da chuva, às 12:00 para TR10 e 12:08 para TRV, deixando de trabalhar em nível máximo 25 horas e 10 minutos e 24 horas e 50 minutos após o início da chuva, conforme observado na Figura 66. Nesse meio tempo a vazão no dreno é igual a vazão de restrição (Figura 67), e ocorre o extravasamento do microrreservatório (Figura 68).

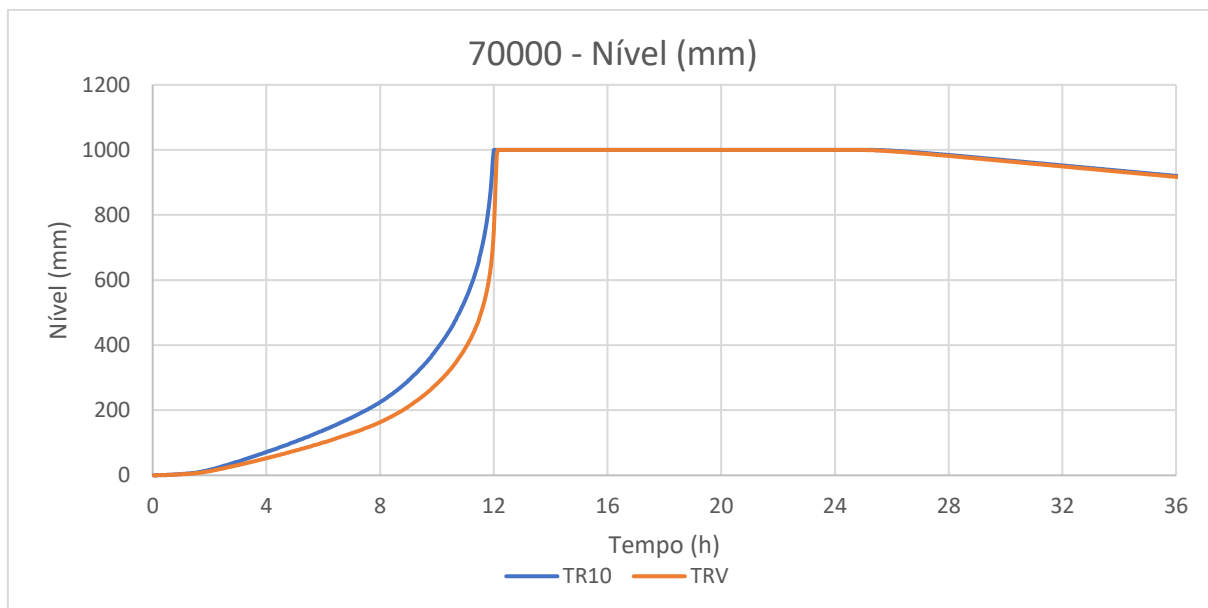


Figura 66 - Nível do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 24 horas.

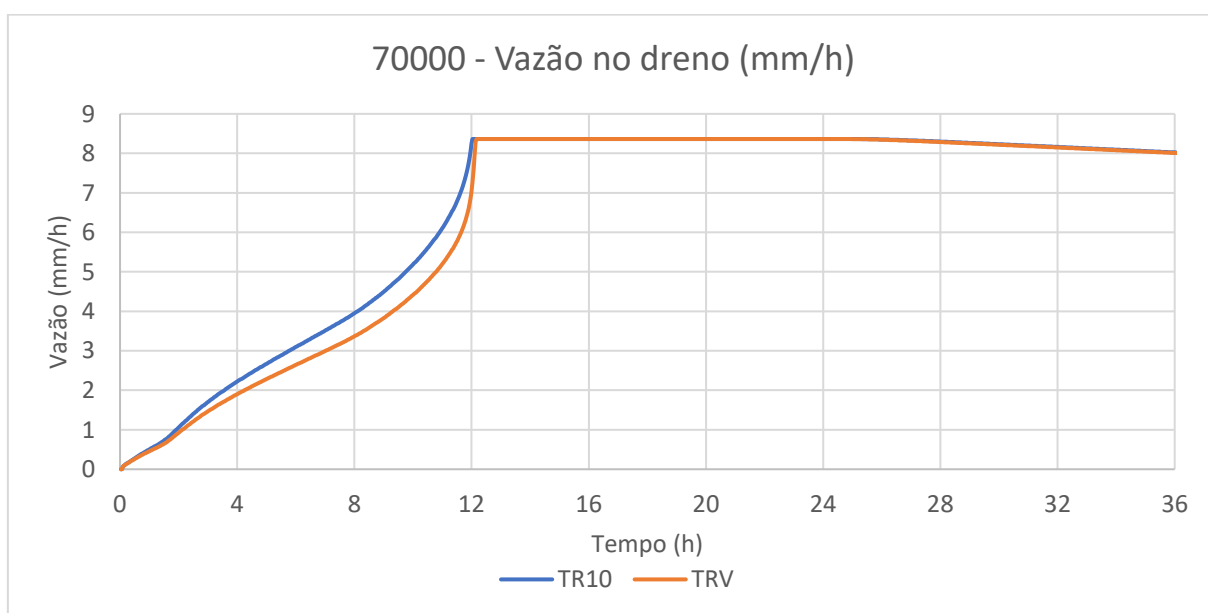


Figura 67 - Vazão do dreno do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 24 horas.

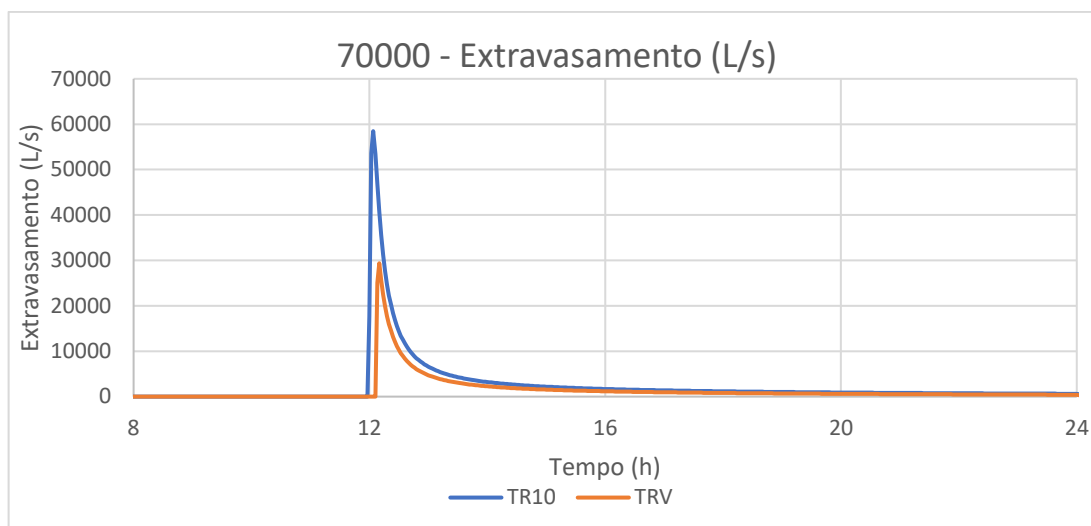


Figura 68 - Extravasamento do microrreservatório em lotes de 70000 m² para chuva de 24 horas.

6.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Comparado com o cenário sem microrreservatórios, a inserção dos mesmos apresentou uma redução das vazões de pico para todos os trechos da linha, independente da premissa de dimensionamento e da duração da chuva de projeto. Já ao comparar os resultados das duas premissas de dimensionamento, TR10 e TRV, os resultados variam. Para uma chuva curta, de 30 minutos, ambos os métodos apresentaram resultados muito parecidos. Para chuva de 2 horas, TR10 apresentou as menores vazões. Para 6 horas, TR10 apresentou resultados melhores na linha de rede sul e TR10 na rede norte. As chuvas maiores, de 12 e 24 horas apresentaram resultados melhores para TRV. A comparação das duas premissas em cada um dos trechos é apresentada na Tabela 14. Os valores representam a diferença percentual das vazões de pico de TRV em relação a TR10. Os valores positivos e verdes indicam menores vazões para TRV e os negativos e vermelhos indicam menores vazões para TR10.

Tabela 14 - Comparação das vazões de pico para os cenários com presença de microrreservatórios.

Trecho	30 min	2 h	6 h	12 h	24 h
TS-01	-0,05%	-16,91%	-4,04%	5,84%	0,22%
TS-02	-0,12%	-19,90%	-6,24%	5,22%	0,21%
TS-03	-0,06%	-19,75%	-6,44%	4,35%	15,58%
TS-04	-0,11%	-20,68%	-7,66%	4,85%	14,45%
TS-05	-0,05%	-16,22%	-0,70%	10,66%	13,79%
TS-06	-0,06%	-18,62%	-4,41%	8,80%	13,92%
TS-07	-0,07%	-16,85%	-4,00%	9,59%	13,55%
TS-08	-0,07%	-16,44%	-3,05%	10,51%	13,18%
TS-09	-0,07%	-16,60%	-3,83%	9,80%	12,99%
TS-10	-0,07%	-18,59%	-4,32%	9,56%	12,77%
TN-01	1,96%	1,75%	34,69%	57,83%	56,42%
TN-02	0,55%	-34,28%	-4,08%	27,02%	44,37%
TN-03	0,53%	-9,32%	39,50%	19,52%	25,62%
TN-04	0,34%	-16,84%	27,62%	20,60%	16,88%
TN-05	-0,76%	-21,30%	26,82%	21,41%	16,36%
TN-06	0,15%	-25,40%	21,98%	18,71%	13,10%
TN-07	0,06%	-38,34%	15,57%	16,98%	10,95%
TN-08	-0,05%	-49,60%	12,30%	14,11%	9,45%

A comparação das vazões de pico nos exutórios para cada uma das chuvas de projeto entre os cenários TR10 e TRV são apresentados nos gráficos da Figura 69 e Figura 70. É possível perceber que para as chuvas de menor duração o cenário TR10 apresenta menores vazões. Porém, para chuvas mais longas essa tendencia se inverte.

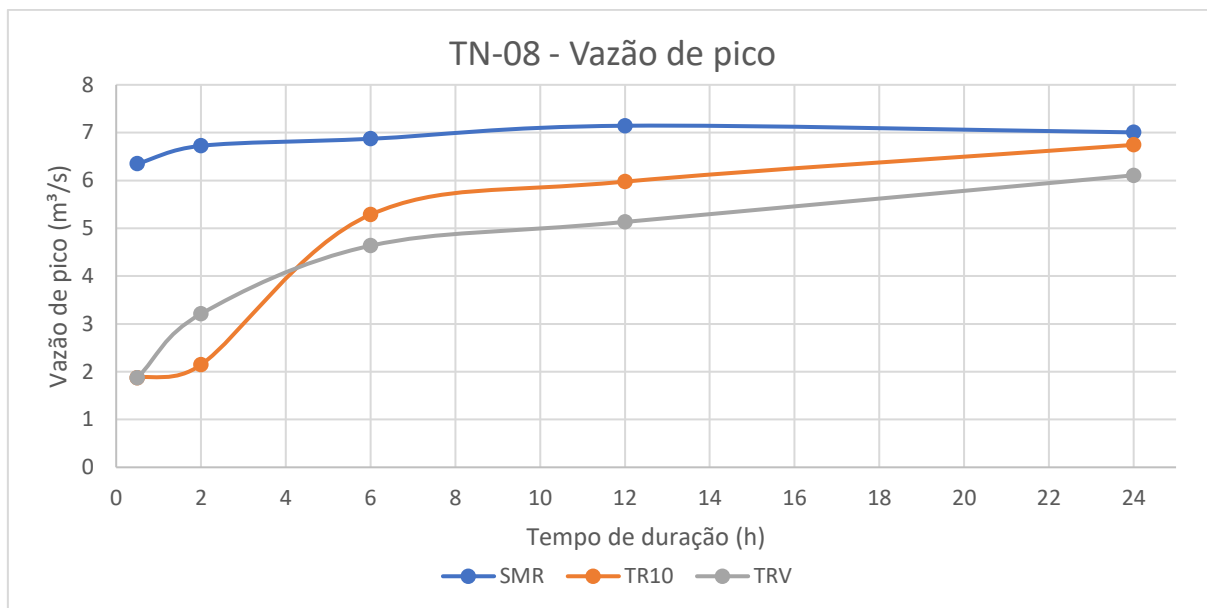


Figura 69 - Vazão de pico no exutório norte em relação ao tempo de duração da chuva.

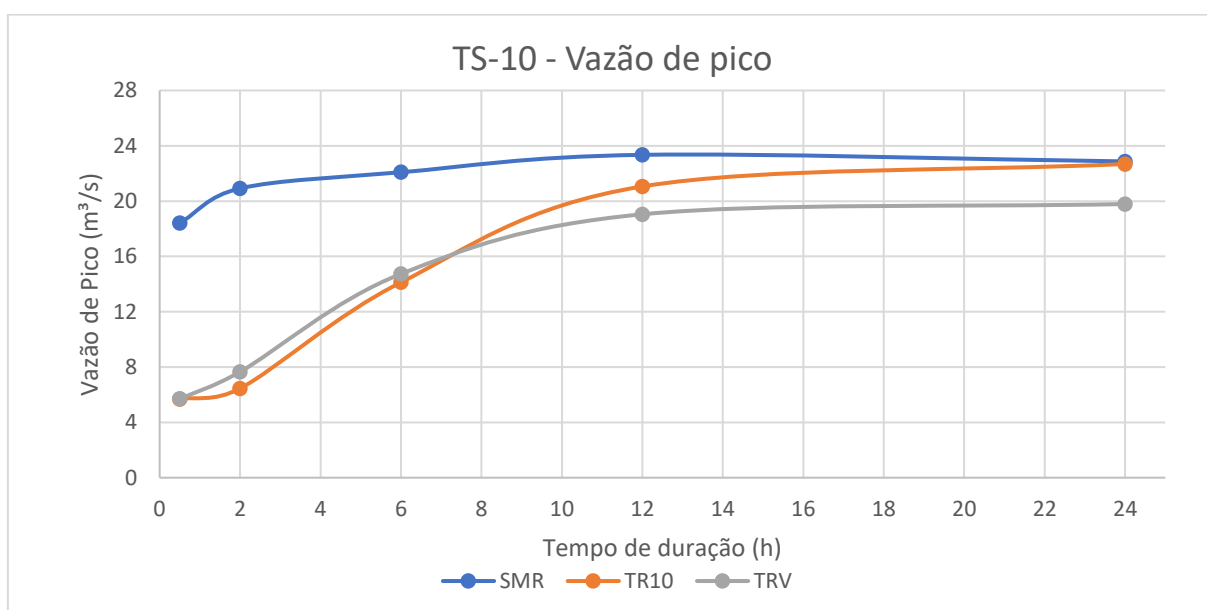


Figura 70 - Vazão de pico no exutório sul em relação ao tempo de duração da chuva.

A Tabela 15 mostra o momento em que os microrreservatórios atingem seu nível máximo. Apenas para a chuva de 30 minutos de duração que alguns microrreservatórios maiores não atingiram o nível máximo em nenhum momento. Destacados em vermelho estão os microrreservatórios que atingiram o seu nível máximo antes do pico de precipitação da chuva, que se dá na metade da duração da chuva de projeto, conforme o Método dos Blocos Alternados. A utilização de outra

distribuição temporal para as chuvas pode gerar resultados diferentes. Além disso, todos os microrreservatórios ainda continham água após o fim da simulação.

Tabela 15 - Tempo em que o nível máximo é atingido.

Tamanho MR	30 min		2 h		6 h		12 h		24 h	
	TR10	TRV	TR10	TRV	TR10	TRV	TR10	TRV	TR10	TRV
150	00:40	00:26	01:08	01:04	03:02	02:56	05:58	05:40	11:36	10:44
200	00:32	00:24	01:06	01:02	03:02	02:54	05:54	05:32	11:24	10:18
250	00:32	00:24	01:06	01:02	03:02	02:54	05:56	05:34	11:28	10:28
300	00:36	00:26	01:08	01:04	03:02	02:56	05:58	05:38	11:32	10:38
350	00:32	00:24	01:06	01:02	03:02	02:54	05:54	05:32	11:26	10:24
400	00:32	00:28	01:06	01:04	03:02	03:00	05:56	05:48	11:26	11:02
450	00:32	00:28	01:06	01:04	03:02	03:00	05:54	05:48	11:26	11:02
500	00:28	00:28	01:04	01:04	03:00	03:00	05:52	05:52	11:18	11:18
600	00:32	00:32	01:06	01:06	03:02	03:02	05:56	05:56	11:26	11:28
800	-	-	01:20	01:22	03:10	03:10	06:06	06:06	11:58	11:58
1000	-	-	01:12	01:20	03:04	03:08	06:02	06:04	11:46	11:58
2500	-	-	01:38	02:12	03:16	03:30	06:10	06:16	12:02	12:08
6000	-	-	01:14	01:26	03:06	03:10	06:04	06:06	11:52	12:00
10000	00:46	-	01:08	01:24	03:02	03:10	05:58	06:06	11:40	12:00
20000	-	-	01:14	01:40	03:06	03:16	06:04	06:10	11:52	12:04
70000	-	-	01:24	02:10	03:12	03:28	06:06	06:16	12:00	12:08

As simulações do modelo SWMM apresentam erros em relação à conservação de massa, referente a equação da continuidade, nos cálculos do escoamento superficial e da propagação de fluxos, indicando a diferença entre o fluxo que entra, mais o armazenamento inicial e o fluxo que sai e o armazenamento final. Estes erros estão ligados ao passo de tempo de cálculo muito elevado ou a utilização de condutos muito curtos na rede, e quando superam o valor de 10% deve-se questionar os resultados da simulação (ROSSMAN, 2015). A Tabela 16 e a Tabela 17 apresentam, respectivamente, os erros de continuidade no escoamento superficial e na propagação de vazão. É possível observar que os valores de erros são bastante baixos, o que não indica problemas na simulação.

Tabela 16 - Erro de continuidade no escoamento superficial.

Duração Chuva	Escoamento Superficial (%)		
	SMR	TR10	TRV
30 min	-0,28	-0,28	-0,28
2 h	-0,11	-0,11	-0,11
6 h	-0,07	-0,07	-0,07
12 h	-0,06	-0,06	-0,06
24 h	-0,05	-0,05	-0,05

Tabela 17 - Erro de continuidade na propagação de vazão.

Duração Chuva	Propagação de vazão (%)		
	SMR	TR10	TRV
30 min	0,01	-1,71	-1,53
2 h	0,01	-0,64	-0,75
6 h	0,01	-0,49	-0,48
12 h	-0,13	-0,45	-0,47
24 h	-0,27	-0,57	-0,58

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho se propôs a avaliar os efeitos na rede de drenagem causados por microrreservatórios dimensionados com duas premissas diferentes, variando o tempo de retorno das chuvas de projeto utilizadas conforme a área do lote.

Comparando-se o cenário sem microrreservatórios com os dois cenários com microrreservatórios dimensionados de maneiras distintas, foi possível observar significativa diminuição nas vazões de pico nos exutórios com a inserção das medidas de controle de lote. Para as vazões de pico nos exutórios, foram observados os seguintes resultados:

- Para a chuva mais curta, de 30 minutos, os resultados para TR10 e TRV são praticamente idênticos (0,1% de diferença), sendo indiferente a escolha entre os cenários de dimensionamento;
- Para a chuva de 2 horas, TR10 apresenta resultados substancialmente melhores, com picos de vazão 49,6% menores no exutório norte e 18,6% no exutório sul, comparados com TRV, sendo TR10 mais vantajoso;
- Para as chuvas de maior tempo de duração (6, 12 e 24 horas) o panorama se inverte, e TRV passa a apresentar resultados melhores na atenuação dos picos de vazão, com redução de 9,4% para o exutório norte e 12,8% para o exutório sul, para a chuva de 24 horas.

Tendo em vista que o cenário TRV apresenta melhores resultados na atenuação das vazões de pico para as chuvas de maior tempo de duração, que são eventos mais críticos e que geram mais transtornos do que eventos mais curtos, e que apesar de resultados piores para TRV no evento de 2 horas, quando comparado à TR10, a atenuação das vazões de pico em comparação a não utilização de microrreservatórios é bastante grande para ambos os cenários, a adoção de um tempo de retorno progressivo em relação ao tamanho do lote se demonstra como uma opção mais vantajosa. Este resultado negativo para a chuva de duas horas seria

compensado pelos ganhos de se ter um sistema mais eficiente para suportar as chuvas mais longas.

Além das vantagens hidráulicas demonstradas pelas simulações, também existe a vantagem social, ao onerar menos os menores lotes e onerar mais os maiores, beneficiando quem tem menos. Isso se reflete tanto no custo monetário para a implantação das medidas de controle, quanto na área do lote ocupada para a inserção das mesmas. Estudos futuros focados no custo de implantação das medidas podem reforçar este argumento, averiguando o custo dos microrreservatórios por volume de capacidade, que tende a diminuir para maiores estruturas.

Quanto ao dimensionamento dos microrreservatórios por meio do método da curva-envelope e os resultados das simulações, os resultados obtidos foram um pouco diferentes do esperado. Os reservatórios projetados para uma chuva de tempo de retorno de 10 anos não deveriam extravasar para chuva com tal risco, porém isso ocorreu, salvo alguns dos reservatórios maiores para a chuva de 30 minutos de duração. Uma das hipóteses para isso ocorrer é que o método da curva envelope não é uma simulação e considera a vazão de saída constante. Já na simulação no SWMM a vazão de saída se comporta como um orifício, com a vazão aumentando conforme o nível do reservatório, atingindo a vazão máxima, que é a vazão de restrição, somente quando o nível de água no microrreservatório for máximo. Ou seja, o microrreservatório simulado enche mais rápido e extravasa, pois a vazão de saída é menor na maior parte do tempo. Também é relevante a utilização do método dos blocos alternados, que gera grandes picos de chuva na simulação. Apesar disso, a comparação do comportamento de um mesmo reservatório para TR10 e TRV se demonstrou bastante coerente com o esperado.

7.2 RECOMENDAÇÕES

Para este trabalho foi considerada uma rede de drenagem que não apresenta sobrecargas ou pontos de alagamento. Para contemplar tais hipóteses, os diâmetros da rede de drenagem real foram aumentados na simulação. Isso nos exige de uma importante análise que pode ocorrer ao comparar os cenários TR10 e TRV e que pode causar problemas em aplicação reais, que é o aumento da vazão em sub-bacias com

lotes majoritariamente pequenos que terão o tempo de retorno de dimensionamento reduzido. Isso ocasiona um menor volume total de microrreservatórios e mais extravasamento, podendo sobrecarregar o nó ao qual a sub-bacia está ligado. Isso deve ser levado em conta ao analisar a distribuição dos lotes e o TR a eles relacionados para estudos de áreas reais com uma rede de drenagem limitada e sujeita a alagamentos.

Os resultados aqui obtidos correspondem a uma área específica, com características físicas e composição dos percentis de lotes próprios da área. Estes resultados não podem ser generalizados para outras áreas, sendo necessária a elaboração de um estudo adequando os tamanhos de lote presentes com os diferentes tempos de retorno a serem variados, buscando um cenário ideal para a área de estudo, conforme as demandas do trabalho.

Para contornar o extravasamento que ocorrem na grande maioria dos microrreservatórios é possível mudar o método de dimensionamento dos microrreservatórios, utilizando por exemplo simulações prévias no *SWMM*, que nos fornecem as vazões de pico para quais os reservatórios serão dimensionados para amortecer. Acredita-se que fazendo as simulações deste modo, é possível obter resultados ainda melhores para o cenário TRV. Também é possível realizar o dimensionamento por meio de fórmulas empíricas, muito utilizadas em Planos Diretores de Drenagem Urbana ou manuais de drenagem.

Ainda quanto ao dimensionamento dos microrreservatórios, uma análise dos mesmos funcionando também por infiltração, e não somente armazenamento, pode resultar melhores resultados, tanto na diminuição das vazões de pico quanto na geração de escoamento superficial. Microrreservatórios de armazenamento e infiltração diminuem a geração de escoamento e aumentam a infiltração no solo.

Ao aplicar a metodologia descrita no presente trabalho para outras áreas, é recomendada a realização da calibração do modelo, não realizada aqui. Também é necessária uma análise da distribuição dos tamanhos de lote e das faixas de tempo de retorno adotadas específicas para a nova área de estudo.

A hipótese levantada pelo presente trabalho, de dimensionamento dos microrreservatórios com tempo de retorno proporcional ao tamanho de lote, pode ser dividida em três eixos diferentes, que juntas podem indicar a viabilidade ou não de sua implementação. O primeiro eixo, que é abordada no presente trabalho, é a eficiência hidráulica apresentada pela hipótese. O segundo é a viabilidade legal, ou

de gestão, da aplicação deste método, que analisaria como implementar tal hipótese na legislação e possíveis compensações, como descontos no IPTU ou em outros serviços de saneamento para quem adota as medidas de controle. O terceiro eixo é a viabilidade econômica de tal medida, focada nos custos de construção de microrreservatórios, visto que o custo construtivo por volume de reservatório tende a diminuir para volumes maiores. Os dois últimos eixos não foram abordados no presente trabalho, e recomenda-se um estudo mais aprofundado para trabalhos futuros.

8 REFERÊNCIAS

AGRA, S. G. Estudo Experimental de Microrreservatórios para o Controle do Escoamento Superficial. Porto Alegre, Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2001.

AHIABLAME, L., SHAKYA, R. Modeling flood reduction effects of low impact development at a watershed scale. *Journal of Environmental Management*. Volume 171, 15, p. 81-91, 2016.

AMARAL, D. P. B. Aplicação do modelo hidrológico SWMM na gestão das águas pluviais urbanas: estudo de caso da bacia hidrográfica do Rio Morto, Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologia e Ciências, Faculdade de Engenharia, 2014.

AUTODESK. Storm and Sanitary Analysis: User's Guide: Autodesk, 2013.

BAI, Y., ZHAO, N., ZHANG, R., ZENG, X. Storm Water Management of Low Impact Development in Urban Areas Based on SWMM. *Water*. Volume 11(1), 33, 2019

BAHIENSE, 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. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2013.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH, 2005. 318 p.

BERTONI, J. C. Simulação Matemática de uma Cheia Urbana sob Condições de Registros Escassos: Aplicação do modelo SWMM. In: *Drenagem Urbana: Gerenciamento Simulação Controle*. Porto Alegre: ABRH, 1998. p. 81-89.

BOSLEY, E. K. Hydrologic evaluation of low impact development using a continuous, spatially-distributed model. 2008. 348 f. Dissertação (Mestrado), Virginia Polytechnic Institute And State University, Blacksburg, 2008.

CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W. *Applied Hydrology*. New York: McGrawHill, 1988. 572 p.

CRUZ, M. A. S. Controle do Escoamento em Lotes Urbanos com Detenção. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 1998.

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

DEP – DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS DA PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE. Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana - 80 Volume VI. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2005.

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. Belo Horizonte, Brasil: Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, 2012.

FORGIARINI, F. R.; SILVEIRA, A. L. L.; SILVEIRA, G. L. Reflexões sobre a vazão limite para o controle do escoamento pluvial na fonte. In: Encontro Nacional de Águas Urbanas, 9., 2012, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: ABRH, 2012.

GARCIA, J. I. B; PAIVA, E. M. C. Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia do Arroio Cancela – RS. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 11 n. 4. p. 99-108, 2006.

GONÇALVES, L. S. ; SOUZA, C. F. ; GOLDENFUM, J. A. . Planejamento Integrado de Sistemas de Drenagem Urbana. 2007.

HELFER, A. L., Investigação sobre a eficácia e o arranjo espacial de microrreservatórios em uma bacia urbana: aplicação em área urbana de Tubarão/SC. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2019.

JAMES, M. B., DYMOND, R. L. Bioretention hydrologic performance in an urban stormwater network. Journal of Hydrologic Engineering. Volume 17 (3), p. 431–436, 2012.

JIA, H.; LU, Y.; YU, S. L.; CHEN, Y. Planning of LID–BMPs for urban runoff control: The case of Beijing Olympic Village. Separation And Purification Technology, [S.l.], v. 84, p.112-119, 2012.

LEE, J.; HYUN, K.; CHOI, J.; YOON, Y.; GERONIMO, F. K. F. Flood Reduction Analysis on Watershed of LID Design Demonstration District Using SWMM5. Desalination and Water Treatment, Hopkinton, 38:1-3, p.326-332, Jan. 2012.

LOWNDES, M. A. The Wisconsin Storm Water Manual. Infiltration basins and trenches. Wisconsin, 2000.

MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G.; MAGALHÃES, L. P. C. D.; PRODANOFF, J. H. A. On-site stormwater detention as an alternative flood control measure in ultra-urban environments in developing countries. IAHS-AISH Publications, v. 293. p. 196-202, 2005.

MELLER, A. Simulação hidrodinâmica integrada de sistema de drenagem em Santa Maria-RS. Dissertação de Mestrado. Santa Maria, Brasil: Universidade Federal de Santa Maria. Centro de Tecnologia, 2004.

PENTEADO, A. F. Análise Ambiental da Bacia Hidrográfica do Arroio Kruze – Região Metropolitana de Porto Alegre – RS. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Instituto de Geociências, Programa de Pós Graduação em Geografia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

PINTO, N. L. S. Hidráulica Aplicada. Curitiba: CEHPAR, 1987

PMT – PREFEITURA MUNICIPAL DE TUBARÃO. Plano Municipal de Macrodrenagem. Volume V – Manual de Drenagem Urbana. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2018.

PORTO, R. L. Escoamento Superficial Direto. In: Drenagem Urbana. Porto Alegre: ARBH, 1995. p. 107-165

QIN, H.; LI, Z.; FU, G. The Effects of Low Impact Development on Urban Flooding Under Different Rainfall Characteristics. Journal of Environmental Management, 129, p.577-585, ago. 2013.

REZENDE, O. M. Avaliação de Medidas de Controle de Inundações em um Plano de Manejo Sustentável de Águas Pluviais Aplicado à Baixada Fluminense. Trabalho de Conclusão. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, 2010.

RIGHETTO, A. M. Manejo de Águas Pluviais Urbanas. Rio de Janeiro: ABES, 2009. 396 p.

ROCHE, J. J. The Mathematics of Measurement: A Critical History. Springer Science & Business Media, 1998. 330 p

ROSSMAN, L. A. Storm Water Management Model: User's Manual. Version 5.1. Cincinnati, OH: U. S. Environmental Protection Agency, 2015. 353 p.

ROSA, D. J.; CLAUSEN, J. C.; DIETZ, M. E. Calibration and Verification of SWMM for Low Impact Development. Journal Of The American Water Resources Association: JAWRA, p.1-12, 2015.

SUDERSHA – SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL DO ESTADO DO PARANÁ. Plano Diretor de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba. CH2MHILL Engenharia do Brasil Ltda, 2002

SILVA, D. F., Análise da influência de microrreservatórios em um loteamento e seus efeitos em escala de bacia. 2016. 172f. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

SILVEIRA, A. L. L.; GOLDENFUM, J. A. Metodologia generalizada para pré-dimensionamento de dispositivos de controle pluvial na fonte. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 12, n. 2, p. 157-168, 2007

SMDU – SECRETARIA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO URBANO DE SÃO PAULO. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Aspectos Tecnológicos: Diretrizes para Projetos. São Paulo: SMDU, 2012. 128 p. il. v.3.

TASSI, R. Efeitos dos microreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2002.

TUCCI, C.E.M. Aspectos Institucionais no Controle de Inundações. I Seminário de Recursos Hídricos do CentroOeste. Brasília, 1999.

TUCCI, C; COLLISCHONN, W. Drenagem Urbana e Controle de Erosão. In: Simpósio Nacional de Controle da Erosão, VI., 1998, Presidente Prudente. Anais... . Presidente Prudente, 1998

TUCCI, C. E. M., GENZ, F. Controle do impacto da urbanização. In: Drenagem Urbana. Porto Alegre: ARBH, 1995, p. 277-347.

TUCCI, C. E. M. da. Drenagem Urbana. Ciência e Cultura, Campinas, v. 55, n. 4, 2003.

TOMINAGA, E. N. S. Urbanização e cheias: medidas de controle na fonte. Dissertação de Mestrado. São Paulo, Brasil: Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, 2013.

URBONAS, B.; STAHERE, P. Stormwater: Best Management Practices and Detention for Water Quality. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1993. 450 p.

VILLELA, S. M.; MATTOS, A. Hidrologia Aplicada. São Paulo: McGraw-Hill, 1975. 245 p

ZAHMATKESH, Z., BURIAN, S. J., KARAMOUZ, M., TAVAKOL-DAVANI, H., GOHARIAN, E. Lowimpact development practices to mitigate climate change effects on urban stormwater runoff: case study of New York City. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. Volume 141 (1), 2015.