



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

André Vidal Portela Pessoa

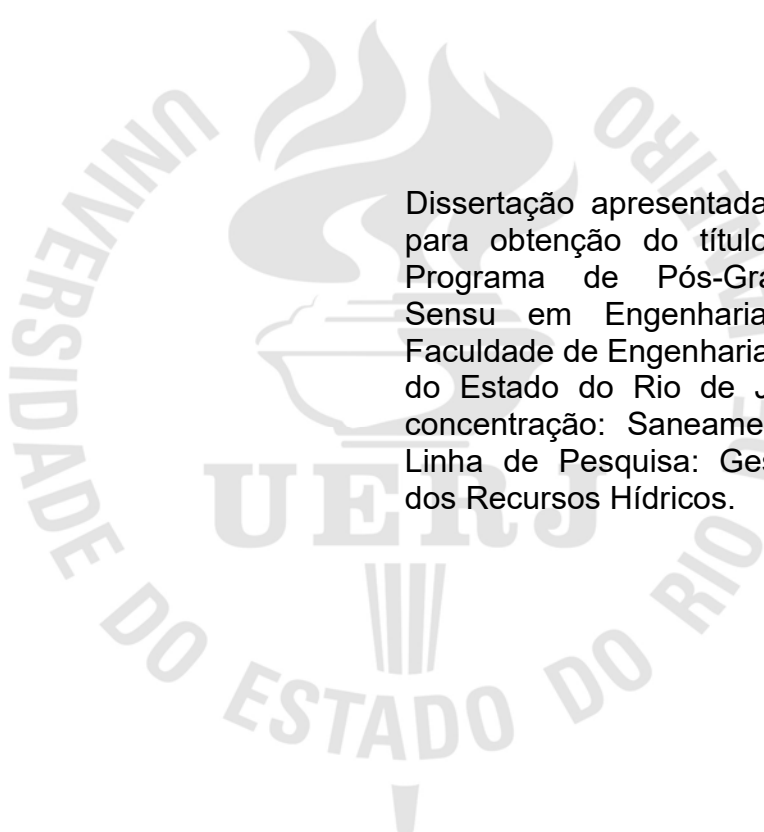
**Modelagem hidrológica e hidráulica e avaliação de cenários de
amortecimento de cheias com a implantação de
microrreservatórios em lotes no bairro da Tijuca, RJ**

Rio de Janeiro

2022

André Vidal Portela Pessoa

Modelagem hidrológica e hidráulica e avaliação de cenários de amortecimento de cheias com a implantação de microrreservatórios em lotes no bairro da Tijuca, RJ



Dissertação apresentada, como requisito para obtenção do título de mestre, ao Programa de Pós-Graduação Stricto Sensu em Engenharia Ambiental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Saneamento Ambiental – Linha de Pesquisa: Gestão Sustentável dos Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Alfredo Akira Ohnuma Júnior

Coorientador: Prof. Dr. Marcelo Obraczka

Rio de Janeiro

2022

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

P475 Pessoa, André Vidal Portela.
Modelagem hidrológica e hidráulica e Avaliação de cenários de amortecimento de cheias com a implantação de microrreservatórios em lotes no bairro da Tijuca, RJ / André Vidal Pessoa Portela. – 2022.
132f.

Orientador: Alfredo Akira Ohnuma Jr.
Coorientador: Marcelo Obraczka.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia ambiental - Teses. 2. escoamento urbano - Teses. 3. Águas pluviais - Teses. 4. Reservatórios - Teses. I. Ohnuma Jr., Alfredo Akira. II. Obraczka. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 628.13

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.



Assinatura

10/06/2022

Data

André Vidal Portela Pessoa

**Modelagem hidrológica e hidráulica e avaliação de cenários de amortecimento
de cheias com a implantação de microrreservatórios em lotes no bairro da
Tijuca, RJ**

Dissertação apresentada, como requisito para obtenção do título de mestre, ao Programa de Pós-Graduação Stricto Sensu em Engenharia Ambiental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Saneamento Ambiental – Linha de Pesquisa: Gestão Sustentável dos Recursos Hídricos.

Aprovada em 10 de junho de 2022.

Banca examinadora:

Prof. Alfredo Akira Ohnuma Jr (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Marcelo Obraczka (Coorientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Dr. Elson Antonio do Nascimento
Universidade Federal Fluminense - UFF

Prof. Dr. Adacto Ottoni
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2022

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Alfredo Akira Ohnuma Júnior por todo apoio e incentivo nestes 3 anos de convivência; obrigado por ter acreditado neste engenheiro e ter proporcionado a chance de conhecer o PEAMB; Todo o estímulo dado foi importante em cada passo desta imensa avenida que fui apresentado; pelo incentivo a resgatar o aluno que existia dentro de mim; O aprendizado advindo das discussões foram peças importantes para meu amadurecimento profissional. E principalmente, por toda a compreensão nos momentos mais difíceis que não foram poucos.

Ao meu coorientador Marcelo Obraczka que desde o primeiro contato se mostrou um pesquisador bastante entusiasmado, que na entrevista de seleção apesar de nunca ter me visto, olhou para mim e disse “você trabalha com reservatórios nós temos uma linha de pesquisa nesse assunto acho que você se encaixa”, e o meu trabalho foi desenvolvido todo nesta linha de pesquisa, pelo incentivo constante, pela ajuda e frutíferas discussões científicas, por ter ajudado a escolher o modelo matemático utilizado no trabalho; Por ter acompanhando este trabalho com tanto carinho e zelo, estando sempre presente, mesmo quando fisicamente distante. Este apoio foi de fundamental importância para minha perseverança.

A minha esposa Jackline de Paula Ayres da Silva, por ter sido uma companheira incondicional: me apoiado desde o início quando resolvi retornar a vida acadêmica; por ter incentivado e tomado conta da nossa filha enquanto estudava e escrevia este trabalho; por todas as noites mal dormidas durante este período em que escrevia a dissertação, em que ela realizava todas as tarefas que não pude fazer devido a compromissos acadêmicos e profissionais; é claro, por todo o seu incentivo e sem eles não seria possível terminar este trabalho agradeço com muito amor e você é uma referência para mim.

A minha filha Renata Ayres Portela Pessoa de 6 anos, por ter sido uma cobradora incondicional com a frase “papai você já terminou o seu mestrado”; enquanto estudava e escrevia este trabalho com muito amor agradeço.

A minha mãe Norma Cunha Portela, que sempre incentivou a lutar pelos meus objetivos e a seguir a profissão. Quando jovem sentou comigo diversas vezes para estudar e até os dias atuais sempre com uma forte palavra de incentivo a estudar e

agradeço imensamente pela dedicação e por todos os valores ensinados sem ela nunca teria chegado até aqui.

Ao meu pai Mauro de Paula Pessoa, que sempre incentivou a lutar pelos meus objetivos com exemplos de honestidade e a seguir a profissão que escolhi. Agradeço imensamente por todos os valores ensinados.

A toda minha família e amigos por todo o carinho, apoio e preocupação, e por estarem presentes nos preciosos e importantes momentos da vida: na alegria e na tristeza, na saúde e na doença. Não enunciarei nomes para não arriscar me esquecer de alguém em função dos preparativos intensos para a dissertação que me fazem ter a memória falha, mas vocês serão devidamente listados e agradecidos pessoalmente num futuro próximo. Mas saibam todos, que o incentivo especial de vocês, notadamente nos momentos mais árduos, foi inesquecível.

Aos colegas e amigos do mestrado no PEAMB, Paulo Alan Mattos Monteiro, Michelle Ferreira Dias, Andréia Ferreira, Gabriele Rocha e o doutorando Fábio Gondim pelo carinho e incentivo, especialmente nos momentos mais difíceis fazer trabalhos com vocês foi mais divertido! Agradeço de mais a vocês.

De repente e por acaso, o que era enchente vira raso, e podemos, finalmente,
retomar a direção.

Leandro Cesaroni

RESUMO

PESSOA, André Vidal Portela. *Modelagem hidrológica e hidráulica e avaliação de cenários de amortecimento de cheias com a implantação de microrreservatórios em lotes no bairro da Tijuca, RJ*. 2022. 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

O acelerado processo de urbanização, aliado à crescente impermeabilização do solo, intensifica os impactos do ciclo hidrológico e, conseqüentemente, a frequência e a intensidade de inundações. Atualmente, diversas alternativas de projetos têm sido apresentadas como medidas compensatórias de drenagem urbana com o objetivo de reduzir esses impactos. Este trabalho visa avaliar critérios específicos para seleção de microbacias de drenagem urbana que apresentem maior viabilidade para a implementação de microrreservatórios no lote. A metodologia consiste na análise de áreas distintas na Grande Tijuca, Rio de Janeiro-RJ, região historicamente muito afetada por inundações urbanas. Posteriormente, foi realizada uma seleção e hierarquização de microbacias de drenagem com maior potencial para a implantação de microrreservatórios, a partir de critérios que incluem: (1) existência de grandes áreas impermeabilizadas maior ou igual a 80%, especialmente coberturas e telhados; (2) reduzida capacidade operacional de escoamento dos sistemas locais de SMU existentes; (3) inexistência de bacias externas e/ou de remanso do corpo receptor e; (4) potencial para o aproveitamento local das águas armazenadas. Foi ainda realizada uma modelagem matemática hidráulica e hidrológica da rede existente utilizando o software SWMM da EPA, verificando as condições de funcionamento das redes de drenagem existentes e identificando a necessidade de armazenamento por microrreservatórios que atuam de forma complementar ao sistema convencional (canalizações). De acordo com os critérios estabelecidos e as modelagens realizadas, as áreas de impermeabilização acima de 70% e com grande quantidade de telhados, potencializam a viabilidade de definição e levantamentos de áreas de telhado avaliando a viabilidade do amortecimento de cheias através implantação de de microrreservatórios e o impacto positivo na rede de drenagem existente.

Palavras-chave: Drenagem urbana. Microrreservatórios de águas pluviais. Medidas mitigatórias. Amortecimento de picos de cheia.

ABSTRACT

PESSOA, André Vidal Portela. *Hydrological and hydraulic modeling and evaluation of flood dampening scenarios with the implementation of microreservoirs in plots of land at the neighborhood of Tijuca, RJ*. 2022. 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

The accelerated urbanization process, combined with the increasing soil waterproofing intensifies the hydrological cycle impacts and, consequently, the flood's frequency and intensity. Currently, to reduce these impacts, several project alternatives have been presented as unconventional urban drainage measures. This work aims to evaluate specific criteria for the urban drainage micro basins selection which presents greater feasibility for the implementation of the micro reservoir in the lot. The methodology consists of the analysis of different areas in Grande Tijuca, Rio de Janeiro-RJ, a region historically affected by urban floods. Subsequently, drainage micro basins with greater potential for the implantation of micro reservoirs were selected and ranked, based on criteria that include: (1) existence of waterproofed areas equal to or greater than 80%, especially roof top; (2) reduced operational flow capacity of existing local micro drainage systems; (3) absence of external basins and/or backwater of the receiving body and (4) potential for local use of stored water. A hydraulic and hydrological mathematical modeling of the existing network was also carried out using EPA's SWMM software, verifying the existing drainage networks operating conditions and identifying the storage requirement by micro-reservoirs acting in a complementary way to the conventional system (pipelines). According to the established criteria and the modeling carried out, the areas with greater waterproofing and roofs amounts, enhance the surveying and choosing of roof areas feasibility as well as, the feasibility of flood dampening through the micro reservoir's implementation and the positive impact on the existing drainage network.

Keywords: Urban drainage. Rainwater microreservoirs. Mitigating measures. Damping of flood peaks.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Fotos de reservatórios para aproveitamento de águas de chuva.....	24
Figura 2– Mapa da Bacia do Canal do Mangue	30
Figura 3 – Mapa da Bacia do Canal do Mangue	30
Figura 4 – Reservatório de amortecimento de cheias da praça Varnhagen (em construção).....	32
Figura 5 – Desvio do Rio Joana através de túnel.....	33
Figura 6 – Mapa de suscetibilidade de inundação	34
Figura 7 – Região da Tijuca com a área de estudo Ampliada em vermelho.	36
Figura 8 – Foto da Rua Santa Luzia.....	36
Figura 9 – Foto da Rua Felipe Camarão	37
Figura 10 – Foto da Rua Dona Zulmira	37
Figura 11 – Fluxograma metodológico preliminar da pesquisa	40
Figura 12 – Áreas de influência das equações IDF do Município do Rio de Janeiro.46	
Figura 13 – Características geométricas do conduto livre de seção circular.....	49
Figura 14 – Planta da rede de drenagem do cadastro da prefeitura para o estudo de caso.....	51
Figura 15 - Planta da rede de drenagem do cadastro da prefeitura para o estudo de caso ampliada.	52
Figura 16 – Perfil da rede de drenagem estudada	53
Figura 17 – Perfil da rede de drenagem ampliado entre as ruas Santa Luiza e Felipe camarão	54
Figura 18 - Perfil da rede de drenagem ampliado na rua Dona Zulmira.....	55
Figura 19 – Planta de delimitação da bacia e subbacias de contribuição	56
Figura 20 – Mapa de localização do posto Tijuca em relação a área em estudo	59
Figura 21 – Curva de intensidade e precipitação do posto Tijuca para 10 anos de recorrência	60
Figura 22 – Diagrama do modelo matemático no SWMM.....	62
Figura 23 – Gráfico de perda de carga por expansão HDC -1987	64
Figura 24 – Local onde ocorreu alagamento em 12 de março de 2016.	67
Figura 25 – Rua Dona Maria durante a reportagem e durante o evento do dia 12/03/2016	67

Figura 26 – Gráfico da altura de precipitação ocorrida no dia 12/03/2016 a cada 15 minutos e 1 hora.....	69
Figura 27 – Árvores localizadas nas ruas da área de estudo.....	70
Figura 28 – Residência em frente ao PV 1I com a mancha de água na parede e casas com a soleira acima da calçada.....	72
Figura 29 – Calibração do modelo SWMM com o transbordamento do PV 1I para a chuva de 12/03/2016.....	73
Figura 30 – Perfil de linha d'água das galerias sem transbordamento antes da calibração do coeficiente de impermeabilização.....	73
Figura 31 – Perfil de linha d'água das galerias com transbordamento e calibrado ...	74
Figura 32 – Gráfico de intensidade mm/h por tempo (min) de duração da chuva.....	75
Figura 33– Perfil de linha d'água para TR 10 anos aos 22 minutos, enchimento mais crítico.....	75
Figura 34- Perfil de linha d'água para TR 10 anos aos 22 minutos, enchimento mais crítico.....	76
Figura 35 - Região de estudo.....	78
Figura 36– Afluências de vazões a partir das áreas dos telhados na área de estudo.	79
Figura 37 - Análise estatística da quantidade de telhados em função da variação da área (m ²) gráfico “Boxplot” no Excel®.....	81
Figura 38 - Análise estatística das áreas de telhados em função da variação da área (m ²) gráfico “Boxplot” no Excel®.....	82
Figura 39 - MR selecionado para área de estudo.....	83
Figura 40 – Croqui esquemático do posicionamento do orifício no MR.....	85
Figura 41 – Dados do orifícios do coeficiente de descarga do Cd nos orifícios colocado no SWMM para elaboração da modelagem hidráulica na célula do MR.....	86
Figura 42– Avaliação das condições de contorno do MR no pico da cheia e após a passagem da cheia de TR 10 anos. Res20-PV3I no SWMM.....	87
Figura 43– Exemplo de modelagem no SWMM, com quatro MRs e os orifícios sendo direcionados para um PV (PV-6I.5).....	88
Figura 44 – Modelagem no SWMM sem MRs a) e com os 146 MRs (b).....	89
Figura 45 Perfil de linha d'água modelado no SWMM, para trecho PV-1I ao PV-DES, em MRs e com MRs implantados.....	90

Figura 46 - Perfil de linha d'água modelado no SWMM, para o subtrecho PV-6l.1 ao PV-DES, sem MRs e com MRs implantados.....	91
Figura 47 – Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 1l e 2l.....	92
Figura 48 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 2l e 3l.....	93
Figura 49- Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 3l e 4l.....	93
Figura 50 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 4l e 5l.....	94
Figura 51 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 5l e 6l.....	94
Figura 52 - Gráfico de prof (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l e 7l.....	95
Figura 53 - Gráfico de prof (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 7l e 8l.....	95
Figura 54- Gráfico de prof (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 8l e deságue.....	96
Figura 55 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.1 e 6l.2.....	96
Figura 56 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.2 e 6l.3.....	97
Figura 57 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.3 e 6l.4.....	97
Figura 58 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.4 e 6l.5.....	98
Figura 59 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.5 e 6l.....	98
Figura 60 – Gráfico de profundidades máximas na rede por trecho para um TR 10 anos comparativo com, sem MRs e critério Y/D da Rio-Águas. Trecho PV 1l ao PV-Deságue.....	100
Figura 61 - Gráfico de profundidades máximas na rede por trecho para um TR 10 anos comparativo com, sem MRs e critério Y/D da Rio-Águas. Trecho PV 6l.1 ao PV-6l.....	100

Figura 62- Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 1I e 2I.....	101
Figura 63 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 2I e 3I.....	102
Figura 64 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 3I e 4I.....	102
Figura 65 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 4I e 5I.....	103
Figura 66 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 5I e 6I.....	103
Figura 67 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I e 7I.....	104
Figura 68 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 7I e 8I.....	104
Figura 69 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 8I e deságue.....	105
Figura 70 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.1 e 6I.2.....	106
Figura 71 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.2 e 6I.3.....	106
Figura 72 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.3 e 6I.4.....	107
Figura 73- Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.4 e 6I.5.....	107
Figura 74 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.5 e 6I.....	108
Figura 75 – Gráfico de vazões máximas por trecho para um TR 10 anos comparativo com e sem MRs. Trecho PV 1I ao PV-Deságue.....	109
Figura 76 - Gráfico de vazões máximas por trecho para um TR 10 anos comparativo com e sem MRs. Trecho PV 6I.1 ao PV-6I.....	109
Figura 77 – Gráfico de análise dos volumes em litros dos MRs em função da área (m ²).....	111
Figura 78 – Traçado da reta Volumes (V) de MRs (litros) em função da área do telhado (m ²) (A).....	112

Figura 79– Modelos de reservatórios de detenção em lotes.....	114
Figura 80 – Reservatórios estimados para retenção de cheias diversas marcas....	115

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Aspectos e características de legislação pertinente ao emprego de MRs	25
Quadro 2 – Sub-bacias da região da Tijuca	31
Quadro 3 – Tempos de recorrência para SMU.....	41
Quadro 4 – Relação de enchimento (Y/D) em condutos de SMU	41
Quadro 5 – Coeficiente de escoamento superficial (runoff) – “C”.....	43
Quadro 6 – Coeficientes de chuvas IDF para estações/pluviômetros no Rio de Janeiro	45
Quadro 7 – Coeficientes de rugosidade n em galerias fechadas	47
Quadro 8 – Coeficientes de rugosidade n em escoamento superficial direto.....	48
Quadro 9 – Valores calculados para seção circular parcialmente cheia	48
Quadro 10 - Velocidade máxima para canais revestidos	50
Quadro 11 –Parâmetros para equação IDF para diversas estações pluviométricas no RJ.....	58
Quadro 12 – Intensidade pluviométrica e precipitação para chuvas com TR 10 anos do posto Tijuca	58
Quadro 13 - Valores de CN – Condições hidrológicas II	60
Quadro 14 – Dados de entrada das sub-bacias da modelagem	61
Quadro 15 – Coeficientes de perda de carga K na entrada de ralos e bueiros.....	63
Quadro 16 – Tabela de coeficientes de perda de carga por singularidade na rede nos trechos da rede estudada.....	65
Quadro 17 – Precipitação (mm) ocorrida no dia 12/3/2016 a cada 15 minutos e 01 hora	68
Quadro 18 – Levantamento da área de árvores na sub-bacia	70
Quadro 19 - Dados de quantidade de telhados com variação de áreas.....	80
Quadro 20 – Análise estatística da quantidade de telhados em função da variação de área (m ²).....	80
Quadro 21 - Análise estatística da área total de telhados em função da variação de áreas (m ²).....	80
Quadro 22- Curva profundidade x área inserida na célula de reservatório do SWMM	84

Quadro 23 - Percentual de redução da profundidade máxima para um TR 10 anos de recorrência nos trechos estudados	99
Quadro 24 – Percentual de redução da vazão de pico para um TR 10 anos de recorrência nos trechos estudados	108
Quadro 25 – Volumes comerciais de caixa d’ água para área de estudo	112

LISTA DE APÊNDICES

APÊNDICE A – ÁREAS DE TELHADO LEVANTADAS	124
APÊNDICE B – Quantidade e áreas totais de telhado para estudo estatístico	126
APÊNDICE C – Tabela de afluências de telhados vazão x tempo nos MRs.....	127
APÊNDICE D – Resultados da modelagem com MRs no SWMM	128

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A – Planilha da Rio Águas	132
---------------------------------------	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AGEVAP	Associação Pró-Gestão das Águas da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul
ALERTA RIO	Sistema Alerta Rio da Prefeitura do Rio de Janeiro
CBH	Comitê da Baía de Guanabara
Cohidro	Cohidro Consultoria Estudos e Projetos
Eletobrás	Centrais Elétricas Brasileiras S.A
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i>
GEO RIO	Fundação Instituto de Geotécnica – RJ
HDC	<i>Hydraulic Desing Critéria</i>
HEC-HMS	<i>Hydrological Model System</i>
IDF	Intensidade Duração Frequência
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
LID	<i>Low Impact Urbanization / Soluções de Baixo Impacto</i>
MR	Microrreservatório
MRs	Microrreservatórios
N.A.	Nível d'água
Nó	Encontro entre o PV e as Galerias
PCRJ	Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro
Prof.	Profundidade
PV	Poço de Visita
PV's	Poços de Visita
PV-DES	Poço de Visita Desague
Rio-Águas	Subsecretaria de Gestão de Bacias Hidrográficas
RJ1	Tele Jornal Local no Rio de Janeiro da TV Globo
RWH	<i>Roof Water Harvesting</i>
SBN	Soluções Baseadas na Natureza
SMU	Sistema de SMU Urbana
SWMM	<i>Storm Water Management Model</i>
TR	Tempo de Retorno ou Recorrência

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	20
Problema e justificativa	20
Objetivo geral	21
Objetivos específicos	22
1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
1.1 Urbanização e as redes de drenagem	22
1.2 Soluções com implantação de medidas complementares	23
1.3 Modelagem matemática adotada para avaliação do estudo de caso	26
2. A ÁREA DE ESTUDO	29
3. METODOLOGIA	38
3.1 Critérios hidráulicos e hidrológicos de obtenção dos cenários com e sem MRs nos lotes	41
3.2 Critérios hidrológicos para determinação de vazões de microdrenagem	42
3.2.1 Método Racional Modificado	42
3.3 Critérios hidráulicos e parâmetros de projeto	47
3.4 Análise do funcionamento da rede estudada e escolha dos trechos a serem avaliados/modelados	50
3.5 Modelagem hidráulica e hidrológica	57
3.6 A modelagem SWMM para a bacia/sistema em estudo	61
3.6.1 Perdas de carga	62
3.7 Calibração da modelagem hidráulica e hidrológica com SWMM na área de estudo	65
3.7.1 Metodologia de implementação da modelagem na área de estudo para um TR de 10 anos com o modelo calibrado com amortecimento dos MRs intralotes pelo modelo hidráulico e hidrológico SWMM	76
3.7.2 Levantamento para implantação de MRs em lotes que possuíam telhado na área de estudo acima ou igual a 50 m²	77
3.7.2.1 Telhados nos lotes	77
3.7.2.2 Reservatórios	83
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	88

4.1 Resultados em função da profundidade nas galerias existentes em área de drenagem de sub-bacia da Tijuca, Rio de Janeiro.....	92
4.2 Resultados em função de vazões nas galerias existentes na área de estudo	101
4.3 Resultados dos volumes armazenados nos MRs	110
5. CONCLUSÃO.....	117
REFERÊNCIAS.....	119

INTRODUÇÃO

Problema e justificativa

Atualmente no Brasil os sistemas de microdrenagem urbana (SMU), de forma geral, são estruturas de captação, de condução e receptoras de volumes de escoamentos superficiais. Esses sistemas coletam a água proveniente de edificações, lotes urbanos, praças, ruas e as conduzem para o escoamento. Sarjetas captam e conduzem o escoamento, para as caixas de ralo com seus tubos coletores conduzem até os poços de visita (PVs) que escoam para galerias de drenagem que desaguam em rios e canais. Estas estruturas são suscetíveis a problemas de manutenção, obstruções lixo, folhas de árvores, sedimentos depositados e vandalismo. Muitos problemas de inundação em ruas estão diretamente ligados as estruturas do SMU. As inundações nas ruas causam diversos problemas para os veículos e pedestres passantes, também as águas urbanas escoadas em ruas normalmente águas poluídas podem representar proliferação de doenças de veiculação hídrica.

Para (MELLER; PAIVA, 2007) o aumento da frequência das inundações urbanas nas últimas décadas, tem tornado cada vez mais importante a incorporação de ferramentas que auxiliem no processo de tomada de decisão no gerenciamento da drenagem urbana.

As discussões sobre a drenagem urbana e o manejo das águas pluviais, com finalidade de evitar alagamentos e enchentes, vem sendo estudada amplamente pela academia, mas pouco discutida no âmbito das políticas públicas, carente de uma gestão integrada entre a sociedade e o poder público, principalmente com as medidas intituladas técnicas compensatórias como captação da água em lotes por telhados armazenadas em microrreservatórios (MRs), com a finalidade do reaproveitamento de águas de chuva para fins não potáveis e amortecimento de cheias.

Neste âmbito, muitas questões são levantadas como se a captação de telhado e o armazenamento destas águas, são significativos no amortecimento de cheias ou não e se auxiliam em casos de chuvas de intensidade alta e curta duração. Estas chuvas normalmente impactam a SMU local, pois muitas vezes o sistema não possui tempo para dar a resposta necessária gerando alagamentos e transbordamentos.

Existem diversos modelos hidrológicos para várias finalidades. Os modelos hidrológicos disponíveis com o objetivo de determinar vazões de cheia em bacias e

microbacias hidrográficas são denominados de chuva-vazão e, como exemplos, têm-se: Hydrological MOdel System (HEC-HMS, 2022) (MIKE et al., [s.d.]), e o Storm Water Management Model (SWMM, 2012) (ROSSMAN, 2015).

As ferramentas de modelagem matemática vêm auxiliando as tomadas de decisão, soluções no SMU e propondo um novo arranjo das estruturas básicas de drenagem. Estas ferramentas auxiliam e elaboram estudos com a finalidade de mitigar os problemas ocorridos em redes de SMU existentes, estes estudos verificam a atenuação dos picos de cheia através de medidas compensatórias uma delas é a de retenção de escoamento a jusante em lotes da rede estudada como o estudo apresentado nesta dissertação utilizando o modelo Storm Water Management Model (SWMM, 2012) com estudo de caso em uma microbacia na Tijuca RJ.

Segundo (BONAVITA; FONSECA, 2019), apesar de haver estudos sobre o tema, não convencional, no Brasil, o tratamento das águas pluviais captadas antes da sua disposição final.

Outro efeito importante é viabilizar o aproveitamento de águas de chuva para fins não potáveis, pois a água de chuva captada pelos telhados, muitas vezes possui qualidade superior as águas captadas pelas concessionárias de distribuição de águas nos rios. Conforme ocorre na cidade do Rio de Janeiro na captação do Rio Guandu. A crise hídrica, no geral, tem sido provocada pela degradação da qualidade da água do rio Guandu, causada pelo aumento de despejos de efluentes domésticos e industriais (PAIVA et al., 2020).

A água de chuva tratada por ultrafiltração apresentou qualidade de acordo com as prerrogativas da Portaria Brasileira e da Diretiva Europeia que abordam a qualidade de água para consumo humano (MIORANDO; BRIÃO; GIRARDELLI, 2017). Este tratamento cada vez mais acessível devido grande disponibilidade de filtros e membranas, para esta finalidade e as tecnologias dos reservatórios com materiais leves e de fácil instalação em lotes vem tornando esta solução viável. Porém a água para usos não potáveis ou secundários vem sendo uma solução mais prática e mais aplicável.

Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar a implantação de microreservatórios em lotes urbanos no bairro da Tijuca, na cidade do Rio de Janeiro, a partir de modelagem hidrológica e hidráulica.

Objetivos específicos

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Avaliar uma metodologia específica de análise do potencial e da viabilidade de emprego da técnica de implantação de MRs, incluindo a potencial aproveitamento da água captada;
- Analisar o amortecimento de volumes de cheias com a proposição de MRs nos lotes em microbacia da região da Tijuca, considerando o cenário com base na ocupação atual.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Urbanização e as redes de drenagem

Devido à urbanização, regiões densamente ocupadas sofrem com problemas relacionados ao uso da água, em quantidade e qualidade consideradas adequadas no atendimento às atividades humanas (SANTOS et al., 2021).

A partir dos pressupostos de (SANTOS et al., 2021), nota-se que as cidades, atualmente, têm apresentado problemas relacionados aos volumes de escoamento superficial. As populações urbanas estão sujeitas às inundações e alagamentos frequentes, sobretudo nos períodos de chuvas intensas.

Além disso, o crescimento da população urbana resulta na remoção da cobertura vegetal e impermeabilização do solo, o que reduz sua capacidade de filtrar e armazenar água. Isso gera uma maior carga de poluentes lançados em corpos aquáticos receptores, maior volume escoado superficialmente e maiores descargas de vazões de pico (HOSS; FISCHBACH; MOLINA-PEREZ, 2016) e (RECANATESI et al., 2017).

De acordo com (TUCCI, 2009), medidas estruturais são necessárias para a solução de problemas de inundações urbanas. Entretanto, tais medidas, além de onerosas, não representam por si só uma solução eficaz e sustentável dos problemas mais complexos de drenagem urbana.

A degradação progressiva do ambiente, em especial das condições de vazões excedentes, está relacionada sobretudo à(s): mudanças de uso e ocupação do solo, ineficácia de infraestrutura adequada e limpeza pública insatisfatória, expansão de áreas urbanas, caracterizada principalmente pela impermeabilização da bacia de

drenagem, avanço desordenado e uso incompatível com a capacidade de suporte do meio (RIGHETTO; GOMES; FREITAS, 2017). A superfície mais impermeabilizada do solo, representada principalmente de ruas, sarjetas e telhados, é um dos principais contribuintes de poluentes para o escoamento superficial urbano, conferindo caráter difuso de poluição às águas pluviais urbanas, que, por sua vez, têm sua qualidade relacionada com o tipo de ocupação da bacia (FREITAS, 2013).

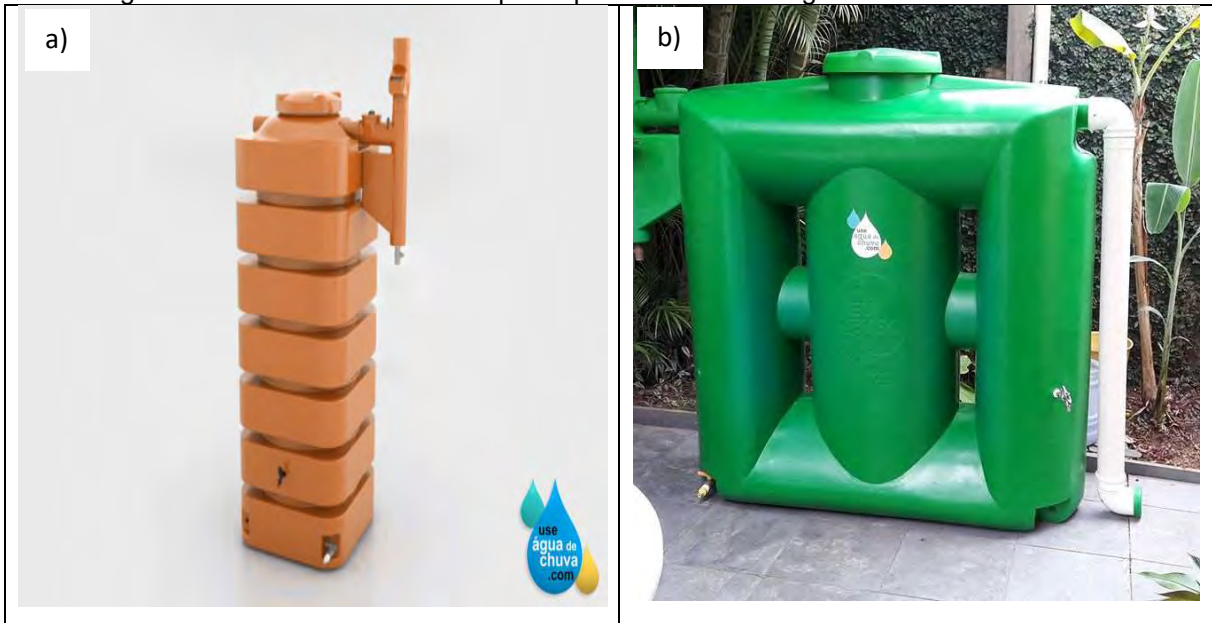
1.2 Soluções com implantação de medidas complementares

As principais discussões a respeito do conceito de águas urbanas que, embora emergente na discussão de políticas públicas, ainda não está muito bem inserido socialmente, principalmente nas escalas menores do tipo residenciais e comerciais. A estimativa do balanço hídrico na escala de lote, para avaliar a viabilidade técnica da aplicação de determinadas medidas de controle, sofre pela carência de informações, devido às análises necessitarem de dados locais, e não regionais, a fim de garantir uma maior confiabilidade e diminuição de incertezas dos resultados (OHNUMA JÚNIOR, 2008).

O estudo e a implantação de coleta de água em telhado, o chamado *roof water harvesting* - RWH nas cidades, começa a ser considerada uma opção para reduzir o estresse hídrico (GLENDENNING; VERVOORT, 2011). Uma avaliação do potencial de RWH mostra que este pode suprir a demanda de água em mais de 65% e o reduzir o escoamento de telhado em 75% das principais cidades dos Estados Unidos, como Nova Iorque, Filadélfia, Chicago e Seattle, utilizando uma área de captação de 100 m² e 5 m³ de volume de tanques de armazenamento (ROSTAD; FOTI; MONTALTO, 2016).

Estes reservatórios têm geometrias e tamanhos variados podendo se adequar aos ambientes, em garagens e varandas conforme os exemplos da Figura 1.

Figura 1 – Fotos de reservatórios para aproveitamento de águas de chuva



Legenda: a) Exemplo de cisterna vertical 1050 litros para aproveitamento de águas de chuva com filtro vertical b) Exemplo de reservatório de 1000 litros de aproveitamento de água de chuva em uma garagem.

Fonte: (USEAGUADECHUVA · MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO, 2022).

De acordo com (TOMAZ, 2010), o volume de água de chuva aproveitável depende do coeficiente de runoff, bem como da eficiência do sistema de descarte do *first flush*. Esta primeira descarga tem como objetivo reter sedimentos e resíduos carregados pela água no telhado normalmente estes dispositivos se localizam a jusante dos MRs.

Como forma de mitigar tais problemas, algumas cidades brasileiras promulgaram leis sobre a implantação compulsória de MRs, como medida de atenuação dos impactos de volumes excedentes de escoamento superficial, Baseado em (OHNUMA JR. et al., 2018) o Quadro 1, apresenta uma compilação de leis municipais e estaduais com critérios de implantação de reservatórios.

Quadro 1 – Aspectos e características de legislação pertinente ao emprego de MRs no Brasil

Localização	Lei/Decreto	Principais características	Observações
Rio de Janeiro, RJ	23.940/2004	Obrigatório para empreendimentos com área impermeabilizada maior que 500 m ² ; Capacidade do reservatório ¹	Locais descobertos para estacionamento ou guarda de veículos para fins comerciais deverão ter 30% de sua área com piso drenante ou com área naturalmente permeável
Niterói, RJ	2.630/2009	Obrigatório para edificações com consumo maior ou igual a 20m ³ de água por dia	Sistema de coleta e reutilização de águas servidas em edificações públicas e privadas
Nova Iguaçu, RJ	4.092/2011	Obrigatório para empreendimentos com área impermeabilizada maior que 500 m ² ; Deve retardar em duas horas a chegada das águas pluviais no sistema de drenagem	O município poderá criar incentivos fiscais para a instalação de tanques de retenção
São Paulo, SP	41.814/2002	Obrigatório para empreendimentos com área impermeabilizada maior que 500 m ² ; Capacidade do reservatório ²	Os estacionamentos, em terrenos autorizados, existentes e futuros, deverão ter 30% de sua área com piso drenante ou com área naturalmente permeável.
Estado de São Paulo	12.526/2007	Obrigatório para empreendimentos com área impermeabilizada maior que 500 m ² ; Capacidade do reservatório	No caso de estacionamentos e similares, 30% da área total ocupada deve ser revestida com piso drenante ou reservado como área naturalmente permeável
Porto Alegre, RS	18.611/2014	Para terrenos com área inferior a 100 ha, o volume necessário do reservatório deve ser determinado por meio da equação: $V = 4,25 A_i$, onde v é o volume por unidade de área de terreno em m ³ /hectare e A_i é a área impermeável do terreno em %. O volume de reserva necessário para áreas superiores a 100 ha deve ser determinado por meio de estudo hidrológico específico, com precipitação de projeto com probabilidade de ocorrência de 10% em qualquer ano (TR = 10 anos)	Poderá ser reduzida a área a ser computada no cálculo, se houver: Aplicação de pavimentos permeáveis – reduzir em 50% a área que utiliza estes pavimentos; Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis com drenagem – reduzir em 40% a área de telhado drenada; Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis sem drenagem – reduzir em 80% a área de telhado drenada; Aplicação de trincheiras de infiltração – reduzir em 80% as áreas drenadas para as trincheiras

¹ V: volume do reservatório (m³); k: coeficiente de abatimento (adimensional) [correspondente a 0,15]; A_i: Área impermeabilizada (m²); h: altura de chuva (m) [correspondente a 0,06 m nas Áreas de Planejamento 1, 2 e 4 e a 0,07 m nas Áreas de Planejamento 3 e 5]. ⁽²⁾ V: volume do reservatório (m³); A_i: área impermeabilizada (m²); IP: índice pluviométrico (m/h) [correspondente a 0,06 m/h]; t: tempo de duração da chuva (h) [correspondente a 1 hora].

² V: volume do reservatório (m³); A_i: área impermeabilizada (m²); IP: índice pluviométrico (m/h) [correspondente a 0,06 m/h]; t: tempo de duração da chuva (h) [correspondente a 1 hora].
Fonte: (OHNUMA JR. et al., 2018).

Localização	Lei/ Decreto	Principais características	Observações
Curitiba, PR	293/2006	A previsão de implantação de mecanismo de captação de águas pluviais nas coberturas das edificações é obrigatória para o licenciamento de todas as construções	–

1.3 Modelagem matemática adotada para avaliação do estudo de caso

Atualmente, as modelagens têm demonstrado serem uma ferramenta importante em diversas áreas científicas e técnicas, de modo a otimizar o desenvolvimento de projetos bem como subsidiar ações de planejamento e de auxílio a tomada de decisões, inclusive na área de engenharia.

Entretanto, é de muita importância que os modelos possam traduzir da forma mais fiel a realidade e tenham calibração que represente a realidade da rede. Além disso, os dados de entrada devem ser robustos e confiáveis, gerando resultados mais próximos as situações reais que se deseja modelar (AMANTHEA; NASCIMENTO, 2015).

O SWMM foi escolhido por apresentar grande aceitação por parte da comunidade científica e por sua capacidade em simular o escoamento a partir de chuvas em pequenas bacias rurais e urbanas (BARCO; WONG; STENSTROM, 2008).

A modelagem hidráulica e hidrológica foi realizada com a ferramenta computacional SWMM versão 5.0, desenvolvida pela EPA, na versão traduzida pela Universidade Federal da Paraíba,(ROSSMAN; UFPB, 2012).

Trata-se de um programa de modelagem de sistemas de águas pluviais utilizado para redes existentes e novos projetos.

O SWMM surgiu na década de 1960 e foi um dos primeiros modelos computacionais para a análise quali-quantitativa de escoamento em áreas urbanas (SILVA, 2007). Segundo (ROSSMAN; UFPB, 2012) o SWMM possui um conjunto versátil de ferramentas de modelagem hidráulica, utilizadas para conduzir o fluxo decorrente do escoamento superficial e das contribuições externas de vazão, através de uma rede de tubulações, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento da água. Além destas características, o modelo é gratuito, tendo ainda o seu código aberto a modificações.

Para a modelagem com SWMM, existem três tipos de modelo de propagação de fluxo, que são: regime uniforme, onda cinemática e onda dinâmica.

Segundo (ROSSMAN, 2015), os tipos de condições de controle hidráulico de saída são:

- livre: Controle hidráulico a jusante na saída determinado pela profundidade de fluxo crítica mínima e profundidade de fluxo normal na galeria de conexão;
- normal: Controle hidráulico na saída com base na profundidade normal do fluxo na galeria de conexão;
- fixo: Controle hidráulico na saída definido para um valor de nível d'água fixo;
- maré: Controle hidráulico na saída do emissário dado por uma tabela de elevação da maré em função da hora do dia;
- tempos: Controle hidráulico na saída do emissário fornecido a partir de uma série temporal de elevações do nível d'água.

Modelos de propagação de fluxo

Regime uniforme

O roteamento de fluxo uniforme representa o tipo mais simples de propagação, de modo assumir que dentro de cada espaço de tempo computacional o fluxo é uniforme e estável. Assim, se traduz hidrogramas de influxo na extremidade a montante do conduto para a extremidade a jusante, sem atraso ou alteração na forma. A equação de fluxo normal é usada para relacionar a taxa de fluxo, à área de fluxo e com a lâmina d' água no trecho não variando (ROSSMAN, 2015).

Este tipo de roteamento não pode considerar o armazenamento do canal, os efeitos de remanso, as perdas de entrada e saída, a reversão de fluxo ou fluxo pressurizado. Ele só pode ser usado com redes de transporte ramificadas, em que cada nó tem apenas um único link de fluxo de saída, exceto se o nó for um divisor, caso em que dois links de fluxo de saída são necessários. Essa forma de roteamento é insensível ao intervalo de tempo empregado e só é apropriada para análises preliminares usando simulações contínuas de longo prazo.

Onda cinemática

Este método de propagação de fluxo resolve a equação de continuidade junto com uma forma simplificada da equação de momento em cada conduto. O último

requer que a inclinação da superfície da água seja igual à inclinação do conduto (ROSSMAN, 2015).

O fluxo máximo que pode ser transportado por um conduto é o valor do fluxo normal completo. O fluxo em excesso ao entrar no nó de entrada pode acumular no topo do nó e ser reintroduzido no conduto de jusante esvazia-se recebendo o volume acumulado no nó de montante conforme a capacidade torna-se disponível.

A propagação de ondas cinemáticas permite que o fluxo e a área variem tanto espacial quanto temporalmente dentro de um conduto. Esta propagação pode resultar em hidrogramas de escoamento atenuados e atrasados à medida que o influxo é encaminhado através do canal. No entanto, essa forma de propagação não pode levar em conta os efeitos de remanso, perdas de entrada / saída, reversão de fluxo ou fluxo pressurizado também, é restrita a *layouts* de rede ramificadas. Geralmente, ele pode manter a estabilidade numérica com intervalos de tempo moderadamente grandes, da ordem de 1 a 5 minutos. Se não espera que os efeitos mencionados acima sejam significativos, esta alternativa pode ser um método de roteamento preciso e eficiente, especialmente para simulações de longo prazo.

Onda dinâmica

A propagação de fluxo com onda dinâmica resolve as equações de fluxo unidimensionais completas de Saint Venant, portanto, produz os resultados mais realistas. As equações consistem nas equações de continuidade e momento para condutos e uma equação de continuidade de volume nos nós (ROSSMAN, 2015).

Com esta forma de roteamento, é possível representar o fluxo pressurizado quando um conduto fechado fica cheio, de modo que os fluxos podem exceder o valor de fluxo normal total. A inundação ocorre quando a profundidade da água em um nó excede a profundidade máxima disponível e o excesso de fluxo é perdido do sistema ou pode acumular no topo do nó e entrar novamente no sistema de drenagem.

A propagação de fluxo dinâmico de ondas adotada para esta modelagem pode levar em conta o armazenamento do canal, refluxo, perdas de entrada/saída, reversão de fluxo e fluxo pressurizado. Já que ele acopla a solução para ambos os níveis de água nos nós e fluxo em condutos, pode ser aplicado em qualquer layout de rede geral, mesmo naqueles contendo vários desvios e loops a jusante. É o método de escolha para sistemas sujeitos a efeitos significativos de remanso devido a restrições

de fluxo a jusante e com regulação de fluxo por meio de açudes e orifícios. Essa generalidade tem o preço de ter de usar intervalos muito menores, da ordem de um minuto ou menos. O SWMM pode reduzir automaticamente o intervalo da discretização espacial definido pelo usuário conforme necessário para manter a estabilidade numérica.

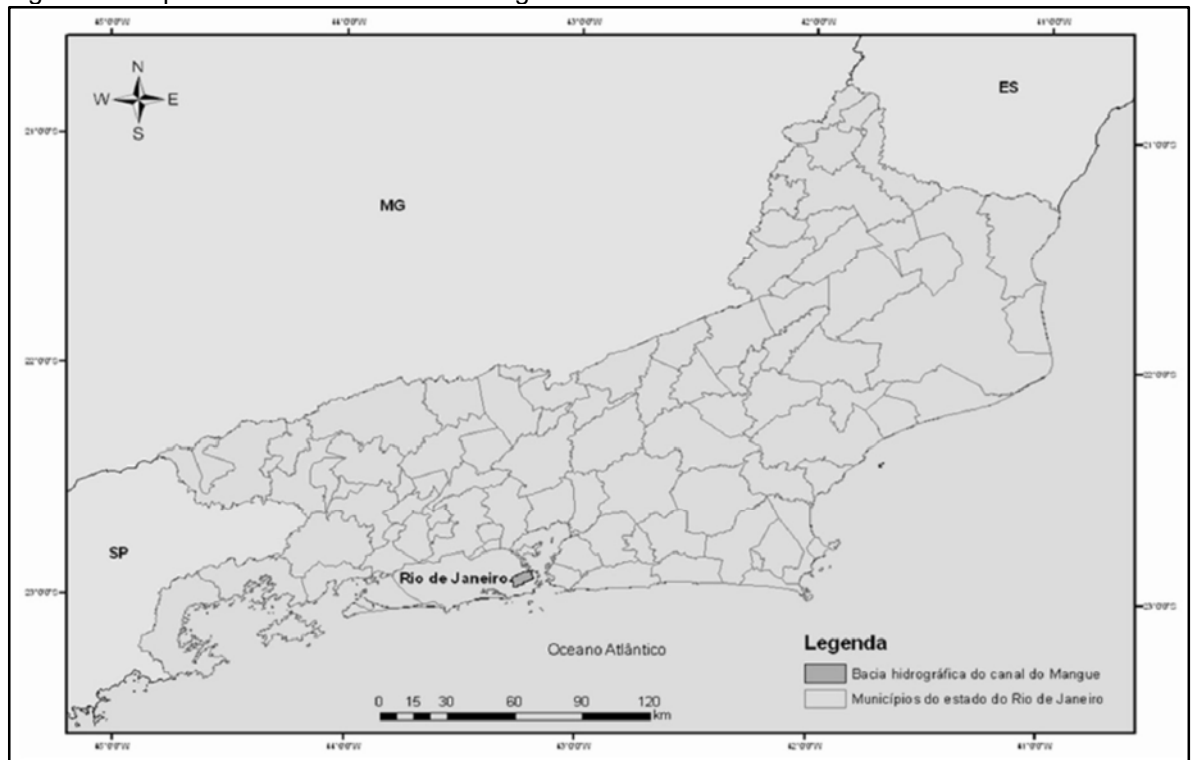
Cada um desses métodos de propagação de fluxo emprega a equação de Manning para relacionar a taxa de fluxo com a profundidade do fluxo e a inclinação do leito ou atrito. A única exceção é para formas de conduto forçado sob fluxo pressurizado, em que a equação de Hazen-Williams ou Darcy-Weisbach é usada inclusive no regime uniforme.

2. A ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo se localiza na cidade do Rio de Janeiro, no bairro da Tijuca, na bacia do canal do Mangue (Figura 2 e Figura 3) e na sub-bacia do Rio Joana.

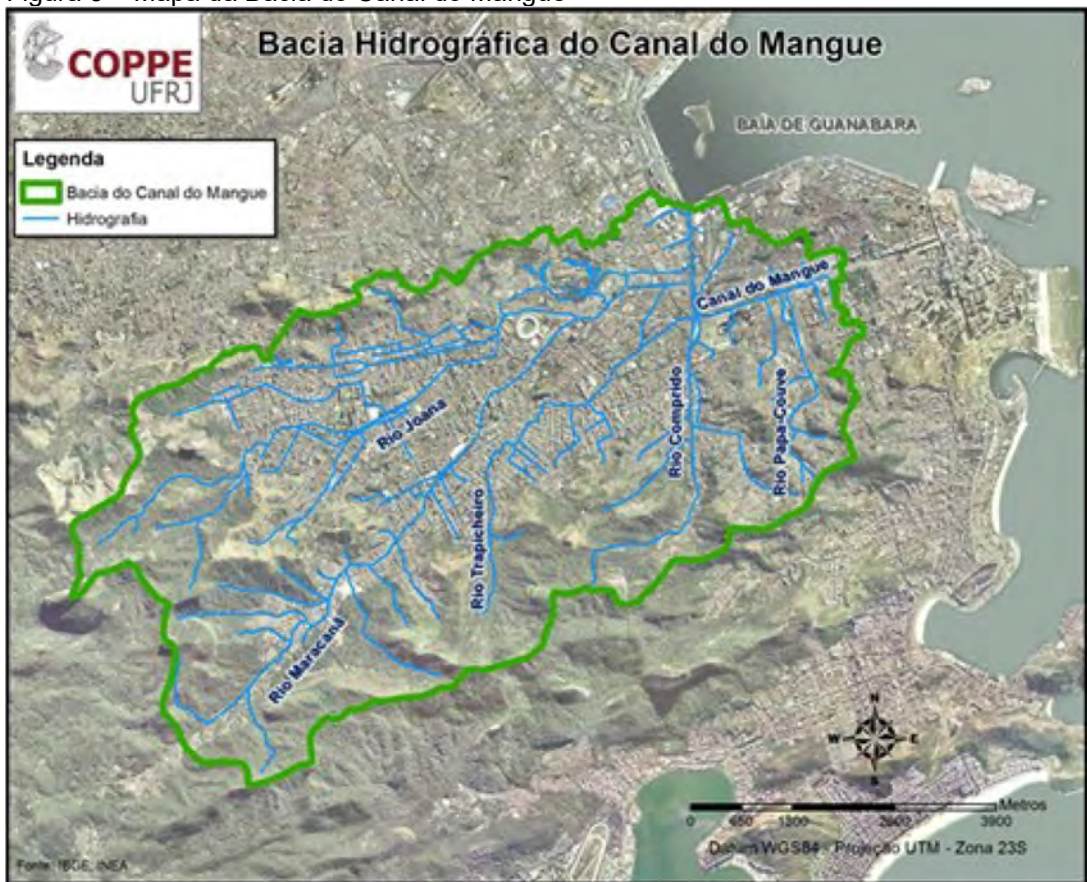
O Rio Joana tem sua nascente junto ao Pico do Andaraí, na Floresta do Grajaú, a uma elevação de 600 m, sendo formado pelos rios Perdido e Jacó. O curso d'água do rio Joana percorre uma extensão total de 8,0 km até sua foz, no rio Maracanã (PMSB, 2015).

Figura 2– Mapa da Bacia do Canal do Manguê



Fonte: (OLIVEIRA; BOTELHO; PORTALGEO (IPP, 2010), 2014)

Figura 3 – Mapa da Bacia do Canal do Manguê



Fonte: (ARAUJO; NEVES; FRAZÃO, 2017)

De maneira similar a outras sub bacias vizinhas, a área estudada possui elevado grau de impermeabilização cerca de 75,4%, devido à alta taxa de ocupação ocorrida ao longo das últimas décadas nessa região (Quadro 2).

Quadro 2 – Sub-bacias da região da Tijuca

Sub-bacia hidrográfica	Área total (km ²)	Área permeável (km ²)	Área permeável (%)	Área impermeável (km ²)	Área impermeável (%)
Canal do Manguê	3,0	0,1	3,3	2,9	96,7
Jardim Zoológico	1,0	0,5	50,0	0,5	50,0
Rio Comprido	5,9	2,1	35,6	3,8	64,4
Rio Joana	12,2	3,0	24,6	9,2	75,4

Fonte: (OLIVEIRA; BOTELHO; PORTALGEO (IPP, 2010)., 2014).

O processo de ocupação urbana na Tijuca provocou impactos no meio ambiente, particularmente, relacionados a redução da cobertura vegetal, intensa impermeabilização do solo e conseqüentemente às modificações do ciclo hidrológico, resultando no crescimento dos eventos de inundações urbanas em número e magnitude, que trouxeram por sua vez elevados prejuízos ambientais, materiais e humanos para a região.

Entre outros aspectos, a bacia da Tijuca foi adotada como área de estudo por abranger um extenso território, com ocupação formal e urbanização consolidada, e por apresentar diversos problemas de drenagem com a ocorrência frequente de alagamentos e enchentes que ocorrem em parte por causa da saturação de redes do SMU da região (OHNUMA JR. et al., 2018).

O problema de enchentes e alagamentos na região da Tijuca e da Praça da Bandeira é registrado há muitos anos, como demonstrado pelo registro de Amante (s.d.), que observou nos dias 6 e 7 de janeiro de 1942, chuvas de até 132 mm, com um desabamento que soterrou cinco pessoas no morro do Salgueiro. Em 17 de janeiro de 1944, foram registradas precipitações de 172 mm de chuva, com o transbordamento do Canal do Manguê, alagando a Praça da Bandeira. (AMANTE; COSTA, 2002). Até os dias atuais os alagamentos persistem, especialmente associados a precipitações elevadas em curtos períodos de tempo como no dia 01/04/2022 que choveu 21,8 mm em 15 min e 55,6mm (ALERTA RIO, 2022), em uma hora, que causou diversos alagamentos na tijuca segundo o prefeito da cidade do Rio

de Janeiro Eduardo Paes afirmou “Na Grande Tijuca, a situação já baixou o Rio Maracanã” na reportagem do portal (JORNAL EXTRA, 2022).

Na tentativa de minimizar os impactos das chuvas na região, a Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, por meio da Fundação Rio-Águas, adotou medidas estruturais de contenção das inundações, notadamente obras de macrodrenagem. A região da Tijuca sofreu intervenções recentes estruturais na rede de macrodrenagem, como o alargamento de calhas Segundo a (RIO-ÁGUAS, 2016), foram construídos três reservatórios de amortecimento nas praças Niterói, Varnhagen (Figura 4) e Praça da Bandeira e que custaram 298 milhões de reais.

Figura 4 – Reservatório de amortecimento de cheias da praça Varnhagen (em construção)



Fonte: (RIO-ÁGUAS, 2016).

O sistema de armazenamento e mitigação de cheias na região da Grande Tijuca, conta também com o desvio do canal do Rio Joana, iniciado em 2012 e inaugurado em abril 2019, com 3.412 m e um túnel subterrâneo de 2.400 m (Figura 5). Maior túnel de drenagem do Brasil, ele passa embaixo do morro da Mangueira e deságua na Baía de Guanabara, e sua execução teve um custo total de 268,1 milhões de reais (RIO-ÁGUAS, 2019a).

Figura 5 – Desvio do Rio Joana através de túnel

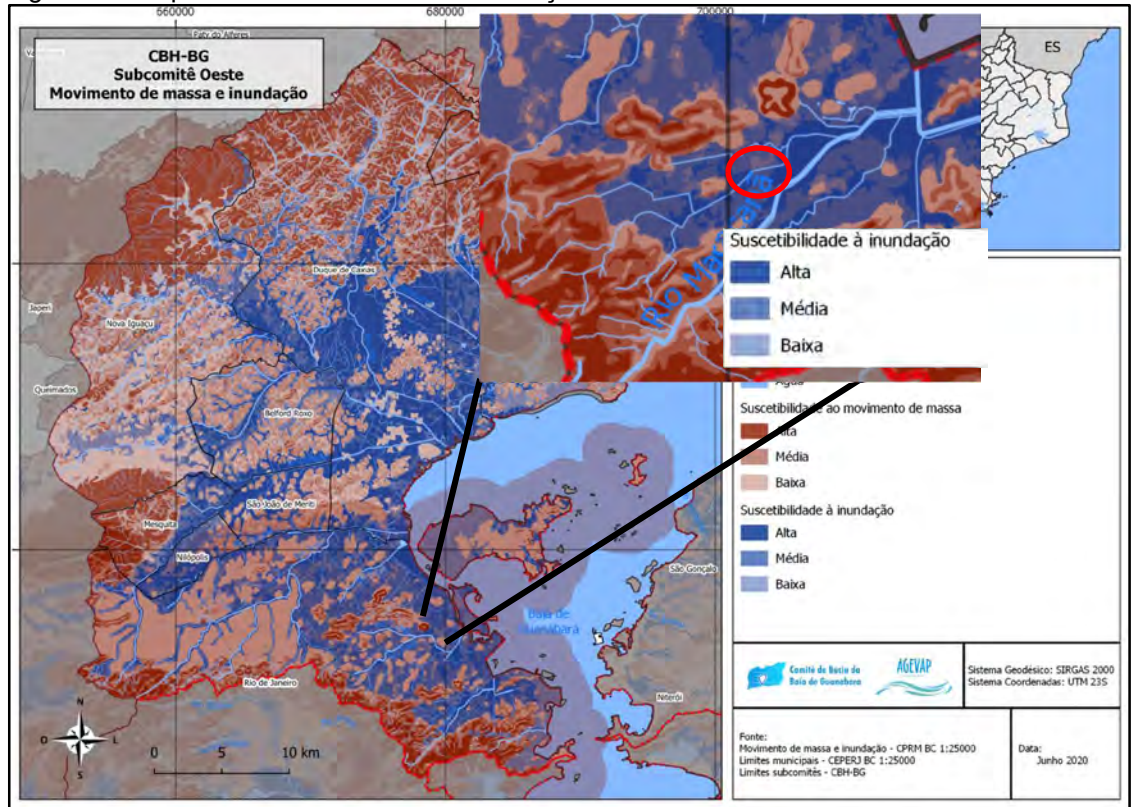


Fonte: (RIO-ÁGUAS, 2019a).

O sistema dos piscinões implantado na bacia hidrográfica do Rio Joana mitiga a consequência dos problemas das inundações, desviando e retendo as águas de transbordamento dos rios da região. Os sistemas dos MRs nos lotes da bacia hidrográfica aparentam ser mais sustentáveis e menos onerosos, reduzindo a concentração de vazões no sistema de micro e macro drenagem urbana nos períodos de chuvas intensas.

Mesmo após todas essas intervenções realizadas mais recentemente, a Grande Tijuca permanece como uma área de alta suscetibilidade de inundação, conforme observado no mapa da Figura 6, da Agência Pró-gestão das Águas da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul (AGEVAP, 2020).

Figura 6 – Mapa de suscetibilidade de inundação



Legenda: área de estudo no mapa ampliado na elipse vermelha.
Fonte: (AGEVAP, 2020) (Modificado pelo autor).

Mesmo após as intervenções a região ainda apresenta problemas na rede de microdrenagem, como os eventos ocorridos em 12 de março de 2016, com chuvas de: 17 mm em 15 minutos; 46,8 mm entre 11h30min e 12h30min; 32,8 mm em 15 minutos e 86,4 mm entre 19h15min e 20h15min (ALERTA RIO, 2022). Foram dois grandes eventos no mesmo dia, com grande acúmulo de chuva e duração muito curta.

Com base nesses fatos, depreende-se que, mesmo com todas as intervenções realizadas a custos extremamente elevados, a macrodrenagem e as redes de SMU ainda não se demonstram capazes de escoar adequadamente as vazões de escoamento de deflúvios, mesmo aqueles relacionados a chuvas frequentes. Ressalta-se a necessidade de a desobstrução e limpeza frequente de todos os sistemas de micro e macrodrenagem pela Prefeitura.

Há, portanto, a necessidade de serem avaliadas e empregadas outras soluções para os recorrentes problemas supra relatados.

Modernamente muitas cidades no mundo vem adotando abordagens técnicas compensatórias baseadas em conceitos como os de cidades esponja (FOGEIRO, 2019), soluções baseadas na natureza - SBN (GOMES NÉTO et al., 2020), soluções

de baixo impacto – LID (AMANTHEA; NASCIMENTO, 2015), e outras que privilegiam o emprego de técnicas para aumento da interceptação, infiltração, e amortecimento próximas a origem/geração desses deflúvios, incluindo melhoria na qualidade da água a ser lançada nos corpos hídricos receptores. Entre essas técnicas podem ser citadas: jardins de chuva, telhados verdes, trincheiras e bacias de retenção e infiltração, aumento da sinuosidade das vias e ainda o amortecimento por meio de pequenos reservatórios implantados nos lotes.

No município do RJ, desde do ano de 2004, com base na Decreto 23.940 (MAIA, 2004), é exigida a implantação de reservatório de retenção de chuva, nos empreendimentos que serão construídos com área construída superior a 500m². De acordo com essa normativa, o volume necessário é calculado com base na fórmula:

$$V = k \times A_i \times h,$$

Onde:

V = volume do reservatório em m³;

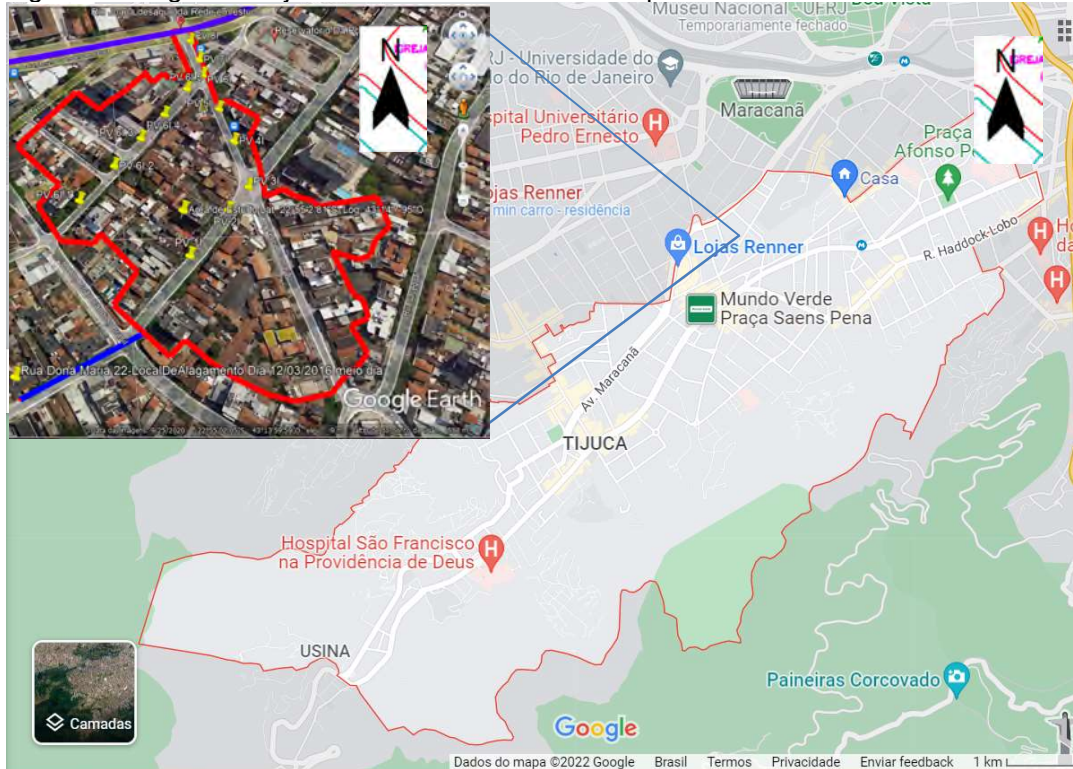
k = coeficiente de abatimento, correspondente a 0,15;

A_i = área impermeabilizada (m²);

h = altura de chuva (metro), correspondente a 0,06 m nas Áreas de Planejamento 1, 2 e 4 e a 0,07 m nas Áreas de Planejamento 3 e 5.

A região adotada como estudo de caso coordenadas latitude 22°55'2,81" Longitude 43°14'7,95" (Figura 7), se localiza na Grande Tijuca, entre as Ruas Dona Zulmira e Santa Luzia (Figura 8) que são perpendiculares a Rua Felipe Camarão (Figura 9), sendo sua ocupação caracterizada pela presença muitas casas, vilas, restaurantes e alguns pequenos comércios (Figura 10). A região se localiza entre os Reservatórios da Praça Varnhagen e da Praça Niterói e possui cerca de 5 ha de área.

Figura 7 – Região da Tijuca com a área de estudo Ampliada em vermelho.



Fonte: imagem do Google Earth Pro. modificada pelo autor

Figura 8 – Foto da Rua Santa Luzia



Fonte: Autor, 2021.

Legenda: Poço de Visita em frente à vila de casas.

Figura 9 – Foto da Rua Felipe Camarão



Fonte: Autor, 2021.

Legenda: sistema de drenagem; PV em frente à vila de casas.

Figura 10 – Foto da Rua Dona Zulmira



Fonte: Autor, 2021.

Legenda: caixa de ralo com restaurante ao fundo

A rede de drenagem local percorre 423,3m o trecho principal de 250,9 m, inicia na Rua Santa Luzia e deságua na Rua Felipe Camarão (Figura 9), a rede uma possui

seção circular no trecho mais a montante com diâmetro 0,50 m e as mudanças para seções retangulares iniciais de 0,70 m de base e 0,50 m de altura, as seções aumentam de montante para jusante até atingir a seção 1,50 m de base e 1,0 m de altura na região do desague. A rede de drenagem também possui um sub-trecho na rua Dona Zulmira de 172,40m, que conduz para um PV na rua Felipe Camarão este sub-trecho tem diâmetros nos trechos mais a montante de 0,40m e 0,50m e mudança para seções retangulares iniciais de base 0,80 e altura 0,60 e um último trecho antes do PV na Rua Felipe Camarão que aumenta a seção e possui 0,90m de base e 0,70m de altura que desague em um PV da rede.

A rede de drenagem da área de estudo possui um total de 13 poços de visita (PVs) que têm nomenclatura PV 1I ao PV 8I, e um subtrecho com nomenclatura 6I.1 ao 6I.5. A declividade longitudinal média é de 0,0019, ou seja, 0,19%. O trecho de menor declividade é 0,00087 m/m (0,087%) e o trecho de maior declividade é de 0,005 m/m (0,5%). O exutório do sistema se situa com desague no Rio Joana.

3. METODOLOGIA

Dessa forma, elaboraram-se as modelagens hidrológicas das sub-bacias das áreas selecionadas, com impacto na seleção da microbacia de contribuição aos MRs dos lotes. As modelagens realizadas forma desconsideras possíveis assoreamentos no SMU e nas galerias de águas pluviais.

A seleção da microbacia da Tijuca, como objeto de estudo de caso se deu de acordo com os critérios: 1 - existência de grandes áreas impermeabilizadas, especialmente coberturas e telhados; 2 - reduzida eficiência/capacidade operacional locais de SMU existentes; 3 - inexistência de bacias externas e/ou de remanso do corpo receptor e 4 - potencial do aproveitamento das águas pluviais armazenadas, considerando seu aproveitamento para usos não potáveis como lavagem de veículos, pátios e rega de jardins e áreas verdes dos prédios.

De acordo com os critérios estabelecidos, é possível a definição de áreas prioritárias para implementação de amortecimento a montante, por meio de MRs nos lotes, com a perspectiva de melhorias das condições de escoamento e desague de volumes efetivos precipitados, sobretudo em períodos de intensidades pluviométricas elevadas.

Foram obtidos dados referentes à área de estudo adotada (Tijuca), de acordo com o cadastro da Rio-Águas e a planilha de dimensionamento no ANEXO A, para caracterização, contextualização, e identificação da existência de pontos de alagamento, por conta de insuficiência do SMU local .

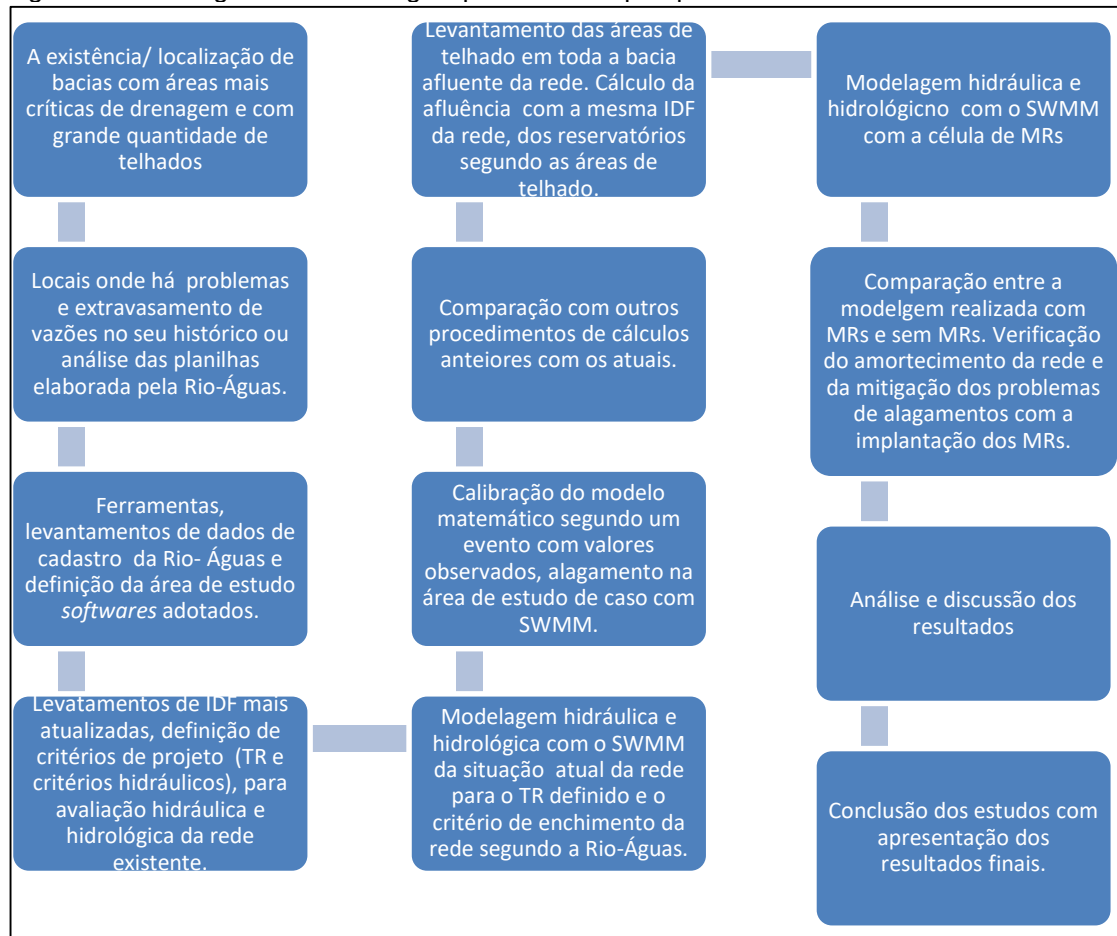
Foi realizada uma modelagem hidráulica e hidrológica — com o auxílio dos programas Storm Water Management Model (SWMM, 2012), Google Earth Pro e AutoCad® — para a avaliação das condições de escoamento do sistema de drenagem atual e identificação de problemas na rede de drenagem existente, quanto às vazões e volumes de escoamento superficial. Foram adotadas soluções como medida compensatória do efeito da urbanização, de acordo com a área de telhado selecionada, a partir de MRs instalados nos lotes.

A Fundação Rio Águas possui uma modelagem hidráulica e hidrológica realizada na região, de modo a avaliar a modelagem proposta, nas condições de escoamento uniforme. A modelagem proposta nesse estudo contempla o roteamento com a onda cinemática de Saint-Venant, disponível como metodologia de cálculo no modelo SWMM.

Com base na identificação dos pontos de alagamento, foi realizada uma calibragem do modelo, a partir de evidências de alagamento e da altura de precipitação na rede de drenagem, durante os eventos de alagamento.

O fluxograma metodológico, (Figura 11), apresenta as principais etapas da pesquisa, desde a caracterização da área de estudo, referente às áreas críticas de extravasamento de vazões excedentes e aos critérios utilizados na modelagem, a modelagem propriamente dita, seus resultados e análise.

Figura 11 – Fluxograma metodológico preliminar da pesquisa



Fonte: Autor, 2020.

Os dados referentes aos limites das bacias, sub-bacias, projetos e cadastros das respectivas redes de SMU foram obtidos junto ao setor de cadastro da Fundação (RIO-ÁGUAS, 2019b), a partir de consulta de informações dos SMU da área de estudo, em condições de transbordamento e extravasamento de volumes de cheias de determinadas seções.

A modelagem hidrológica e hidráulica foi realizada considerando os cenários com e sem MRs implantados intralotes, tendo como condição de contorno se evitar que as galerias existentes trabalhem afogadas ou como orifício, considerando o tempo de retorno de 10 anos (RIO-ÁGUAS, 2019b).

Os dados de precipitação utilizados foram obtidos do posto pluviométrico da Tijuca, com análise de série histórica entre 1997 e 2021 (ALERTA RIO, 2022).

3.1 Critérios hidráulicos e hidrológicos de obtenção dos cenários com e sem MRs nos lotes

A regulamentação de drenagem superficial do município do Rio de Janeiro é implementada pela Rio-Águas.

Segundo as Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana, da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (RIO-ÁGUAS, 2019b), para uma rede do SMU e dispositivos de drenagem superficial, galerias de águas pluviais devem ser dimensionadas para um tempo de recorrência de 10 anos (Quadro 3).

Quadro 3 – Tempos de recorrência para SMU

<i>Tipo de dispositivo de drenagem</i>	Tempo de recorrência Tr (anos)
Microdrenagem- dispositivos de drenagem superficial, galerias de águas pluviais	10
Aproveitamento de rede existente - microdrenagem	5
Canais de macrodrenagem não revestidos	10
Canais de macrodrenagem revestidos, com verificação para Tr = 50 anos, sem considerar borda livre	25

Fonte: (RIO-ÁGUAS, 2019b).

Outro critério adotado pela (RIO-ÁGUAS, 2019b), utilizado neste trabalho foi a relação de enchimento Y/D (Y é o tirante e D a altura/diâmetro da galeria). As galerias foram condicionadas como condutos livres em atendimento às condições de projeto, conforme Quadro 4.

Quadro 4 – Relação de enchimento (Y/D) em condutos de SMU

<i>Tipo de conduto</i>	<i>Relação de enchimento (Y/D)</i>
Galerias e ramais circulares	$\leq 0,85$
Galerias retangulares fechadas	$\leq 0,90$
Canaletas retangulares abertas	$\leq 0,80$
Canaletas circulares abertas (meia calha)	$\leq 0,30$

Fonte: (RIO-ÁGUAS, 2019b).

A metodologia de cálculos hidrológicos da (RIO-ÁGUAS, 2019b), considera a determinação de vazões de projeto, definidas em função das áreas de contribuição na rede de drenagem, coeficientes de escoamento e intensidade pluviométrica. Esses critérios são descritos sucintamente a seguir.

3.2 Critérios hidrológicos para determinação de vazões de microdrenagem

Seguindo os critérios de (ALCÂNTARA, 1962), para bacias com áreas de contribuição de até 1 km², foi adotado o Método Racional Modificado (item 3.2.1)

3.2.1 Método Racional Modificado

A metodologia de transformação chuva vazão pelo Método Racional Modificado na equação (1), com a inclusão do critério de (FANTOLI, 1904) é determinado expresso na equação (2), foi utilizada na modelagem da Rio-Águas (ANEXO A), e não foi utilizada na modelagem do SWMM possui um método de transformação chuva vazão que tem como premissa outra metodologia que será explicada no item do modelo SWMM.

$$Q = 0,00278 * n * i * f * A \quad (1)$$

onde:

Q = deflúvio gerado em m³/s;

n = coeficiente de distribuição;

i = intensidade de chuva em mm/h para um TR 10 anos ;

A = área da bacia de contribuição em hectares (ha);

para A ≤ 1 ha, n = 1

para A > 1 ha, n = A^{-0,15}

f = coeficiente de deflúvio (FANTOLI, 1904)

$$f = m(it)^{1/3} \quad (2)$$

onde:

t = tempo de concentração, em minutos

m = 0,0725 C

C = coeficiente de escoamento superficial adotado 0,80 conforme o parágrafo abaixo;

Como dado de entrada no modelo referente ao Método Racional, o valor do coeficiente de escoamento superficial (run-off) da bacia foi determinado a partir dos coeficientes das áreas parciais de contribuição ao SMU (Quadro 5). Para a modelagem do Excel® da planilha da Rio Águas foi adotado para áreas comerciais foi adotado 0,80 referente a áreas centrais e comerciais conforme a característica da região.

Quadro 5 – Coeficiente de escoamento superficial (*runoff*) – “C”

Tipologia da área de drenagem	Coeficiente de escoamento superficial
Áreas comerciais	0,70 – 0,95
Áreas centrais	0,70 – 0,95
Áreas de bairros	0,50 – 0,70
Áreas Residenciais	
Residenciais isoladas	0,35 – 0,50
Unidades múltiplas, separadas	0,40 – 0,60
Unidades múltiplas, conjugadas	0,60 – 0,75
Áreas com lotes de 2.000 m ² ou maiores	0,30 – 0,45
Áreas suburbanas	0,25 – 0,40
Áreas com prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
Áreas industriais	
Área com ocupação esparsa	0,50 – 0,80
Área com ocupação densa	0,60 – 0,90
Superfícies	
Asfalto	0,70 – 0,95
Concreto	0,80 – 0,95
Blocket	0,70 – 0,89
Paralelepípedo	0,58 – 0,81
Telhado	0,75 – 0,95
Solo compactado	0,59 – 0,79
Áreas sem melhoramentos ou naturais	
Solo arenoso, declividade baixa < 2 %	0,05 – 0,10
Solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 – 0,15
Solo arenoso, declividade alta > 7 %	0,15 – 0,20
Solo argiloso, declividade baixa < 2 %	0,15 – 0,20
Solo argiloso, declividade média entre 2% e 7%	0,20 – 0,25
Solo argiloso, declividade alta > 7 %	0,25 – 0,30
2% Grama, em solo arenoso, declividade baixa <	0,05 – 0,10
entre 2% e 7%	0,10 – 0,15

Quadro 5 – Coeficiente de escoamento superficial (*runoff*) – “C”

Tipologia da área de drenagem		Coeficiente de escoamento superficial
7%	Gramma, em solo arenoso, declividade alta >	0,15 – 0,20
2%	Gramma, em solo argiloso, declividade baixa <	0,13 – 0,17
	Gramma, em solo argiloso, declividade média 2% < S < 7%	0,18 – 0,22
7%	Gramma, em solo argiloso, declividade alta >	0,25 – 0,35
	Florestas com declividade < 5%	0,25 – 0,30
10%	Florestas com declividade média entre 5% e	0,30 -0,35
	Florestas com declividade > 10%	0,45 – 0,50
	Capoeira ou pasto com declividade < 5%	0,25 – 0,30
	Capoeira ou pasto com declividade entre 5% e 10%	0,30 – 0,36
	Capoeira ou pasto com declividade > 10%	0,35 – 0,42

Fonte: (RIO-ÁGUAS, 2019b).

A intensidade pluviométrica na planilha da Rio Águas (ANEXO A), foi calculada a partir da aplicação de equações de chuvas intensas (Equação (3)), relacionados à intensidade, duração e frequência (IDF), válidas para a cidade do Rio de Janeiro, conforme o

Quadro 6 e a Figura 12.

$$i = \frac{aTr^b}{(t + c)^d} \quad (3)$$

onde:

i = intensidade pluviométrica, em mm/h

Tr = tempo de recorrência, em anos

t = tempo de duração da precipitação, em minutos

a, b, c e d, valores dos coeficientes característicos referentes aos postos pluviométricos conforme apresentado no

Quadro 6.

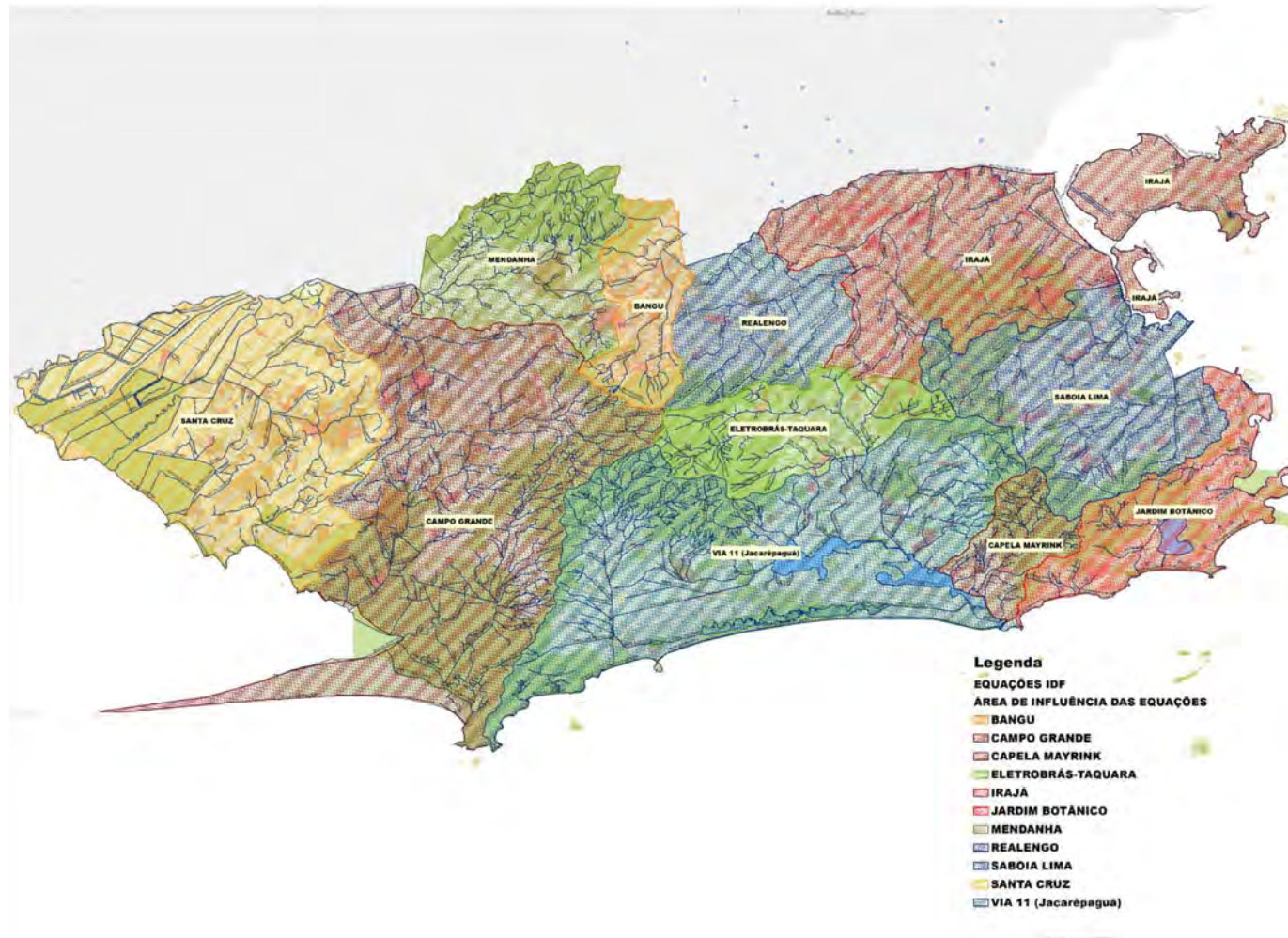
Quadro 6 – Coeficientes de chuvas IDF para estações/pluviômetros no Rio de Janeiro

Pluviômetro	a	b	c	d	Fonte
Santa Cruz	711,30	0,186	7,00	0,687	PCRJ- Cohidro (1992)
Campo Grande	891,67	0,187	14,00	0,689	PCRJ- Cohidro (1992)
Mendanha	843,78	0,177	12,00	0,698	PCRJ- Cohidro (1992)
Bangu	1.208,96	0,177	14,00	0,788	PCRJ- Cohidro (1992)
Jardim Botânico	1.239,00	0,150	20,00	0,740	Ulysses Alcântara (1960)
Capela Mayrink	921,39	0,162	15,46	0,673	Rio-Águas (2003)
Via11 (Jacarepaguá)	1.423,20	0,196	14,58	0,796	Rio-Águas (2005)
Sabóia Lima ³	1.782,78	0,178	16,60	0,841	Rio-Águas (2006)
Benfica	7.032,07	0,150	29,68	1,141	Rio-Águas (2006)
Realengo	1.164,04	0,148	6,96	0,769	Rio-Águas (2006)
Irajá	5.986,27	0,157	29,70	1,050	Rio-Águas (2007)
Eletróbrás - Taquara (Eletróbrás)	1.660,34	0,156	14,79	0,841	Rio-Águas (2009)

Fonte: (RIO-ÁGUAS, 2019b).

³ Pluviômetro mais próximo à área de estudo, indicado pela (RIO-ÁGUAS, 2019b), para a região da Tijuca.

Figura 12 – Áreas de influência das equações IDF do Município do Rio de Janeiro



Fonte: (RIO-ÁGUAS, 2019b).

3.3 Critérios hidráulicos e parâmetros de projeto

Os coeficientes de rugosidade de Manning adotados pelo estudo da Rio-Águas foram para galerias circulares $n=0,013$ e para galerias o valor usual para tubos de concreto armado e para seções retangulares foi adotado $n=0,015$ coerente com o valor usual de galerias de concreto de forma de madeira ambos são apresentados nos Quadro 7 e Quadro 8. Os mesmos valores de rugosidade nos mesmos trechos, foram adotados para a modelagem hidrodinâmica do SWMM realizada neste trabalho.

Quadro 7 – Coeficientes de rugosidade n em galerias fechadas

Tipo de conduto	Mínimo	Máximo	Valor usual
Alvenaria de tijolos	0,014	0,017	0,015
Tubos de concreto armado	0,011	0,015	0,013
Galeria celular de concreto – pré-moldada	0,012	0,014	0,013
Galeria celular de concreto – forma de madeira	0,015	0,017	0,015
Galeria celular de concreto – forma metálica	0,012	0,014	0,013
Tubos de ferro fundido	0,011	0,015	0,011
Tubos de aço	0,009	0,011	0,011
Tubos corrugados de metal			
68 x 13 mm	0,019	0,021	0,021
76 x 25 mm	0,021	0,025	0,025
152 x 51 mm	0,024	0,028	0,028
Tubos corrugados polietileno	0,018	0,025	0,025
Tubos de PVC	0,009	0,011	0,011

Fonte: (CHOW, 1998).

O tipo de rugosidade utilizada nas áreas de bacia que serve como dados de entrada do modelo de chuva vazão no SWMM considera o tipo de revestimento do pavimento, como a região tem predominantemente o revestimento de concreto áspero foi adotada $n=0,015$ (Quadro 8), este parâmetro não foi utilizado na planilha da Rio-Águas no modelo de chuva vazão utiliza outra metodologia mais simplificada (método racional modificado citado no item anterior), de cálculo não levando em consideração o revestimento da Sub-bacia e sim o coeficiente de escoamento C .

Quadro 8 – Coeficientes de rugosidade n em escoamento superficial direto

Tipo de superfície	η
Sarjeta de concreto	0,016
Asfalto liso	0,013
Asfalto áspero	0,016
Pavimento de concreto liso	0,013
Pavimento de concreto áspero	0,015

Fonte: (CHOW, 1998).

As galerias circulares foram dimensionadas pela fórmula de Manning modificada (Equação (4)), na planilha da Rio-Águas (ANEXO A), metodologia utilizada por (SAATCI, 1990);

$$Q = \left(\frac{K}{n}\right) (S)^{1/2} (D)^{8/3} \text{ ou } K = Qn(S)^{-1/2} (D)^{-8/3} \quad (4)$$

onde:

Q = descarga teórica, em m³/s

K = Constante

S = declividade longitudinal, em m/m

n = coeficiente de rugosidade

Esta metodologia consulta uma tabela com diversos valores K e h/D (Quadro 9 está apresentado de forma simplificada com poucos valores), onde se determina os valores do tirante h (Figura 13), em função da vazão, declividade, rugosidade e do diâmetro pré definido pelo projetista.

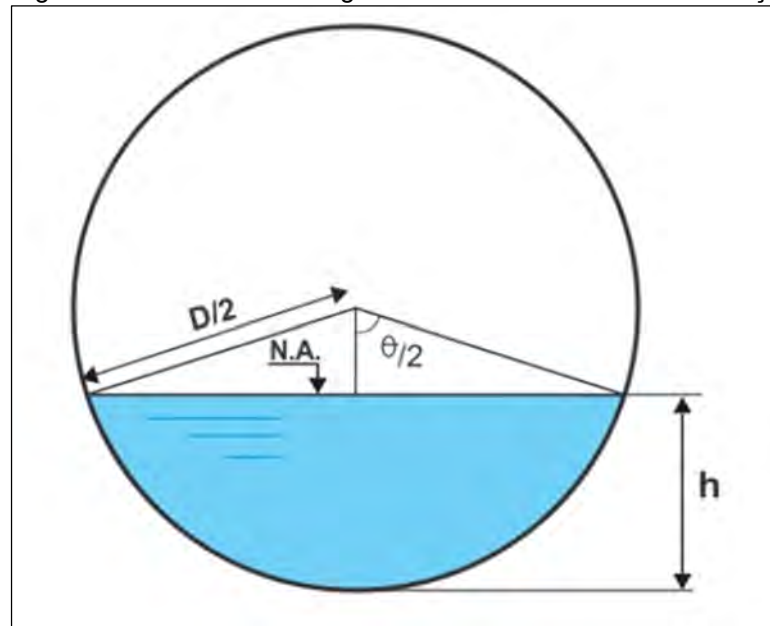
Quadro 9 – Valores calculados para seção circular parcialmente cheia

θ (rad)	h/D	K
1,2915	0,10068	0,006601
1,3090	0,10332	0,00697
1,3265	0,10599	0,007353
1,3439	0,10870	0,007751
1,3614	0,11143	0,008165
1,3788	0,11419	0,008594
.	.	.
.	.	.
.	.	.
4,6251	0,83780	0,31758
4,6426	0,84100	0,31855
4,6600	0,84418	0,3195
4,6775	0,84733	0,32041
4,6949	0,85045	0,3213

Fonte: (MARTINS DE MENEZES FILHO; RIBEIRO DA COSTA, 2012)

Legenda: θ =Ângulo interno na galeria em radianos

Figura 13 – Características geométricas do conduto livre de seção circular



Fonte: (MARTINS DE MENEZES FILHO; RIBEIRO DA COSTA, 2012)

Para determinação das velocidades no cálculo da Rio-Águas (ANEXO A) foi utilizada a equação (6) de Manning abaixo:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (5)$$

onde:

V = Velocidade, em m/s;

R_h = Raio hidráulico;

S = declividade longitudinal, em m/m;

n = coeficiente de rugosidade;

Velocidades admissíveis em galerias estão apresentadas segundo a (RIO-ÁGUAS, 2019b), estão expressas no texto abaixo e no Quadro 10. Estas velocidades verificadas se atendem aos critérios de máximas e mínimas ANEXO A.

Galerias fechadas:

Velocidade máxima = 5,0 m/s;

Velocidade mínima = 0,8 m/s;

Velocidade mínima para seções abertas:

Para trechos onde há influência de maré = 0,6 m/s;

Para outras condições = 0,8 m/s.

Quadro 10 - Velocidade máxima para canais revestidos

Material de revestimento	Velocidade máxima (m/s)
Fundo em terra e talude de concreto	2,50
Fundo e talude em concreto	5,00
Fundo em terra e taludes de grama em placas	1,80
Gabião tipo manta	3,00
Gabião tipo caixa	4,00

Fonte: (RIO-ÁGUAS, 2019b).

A rede foi dimensionada (Planilha da Rio-Águas ANEXO A), de acordo com os critérios mencionados acima, sendo as vazões calculadas com base nas áreas de contribuição e em intensidades para um tempo de recorrência de 10 anos (conforme Quadro 3), com a equação IDF (Equação (6)), do posto Sabóia Lima, na Tijuca.

$$i = \frac{1782,78 \times 10^{0,178}}{(t + 16,6)^{0,841}} \quad (6)$$

i = intensidade pluviométrica em mm/h

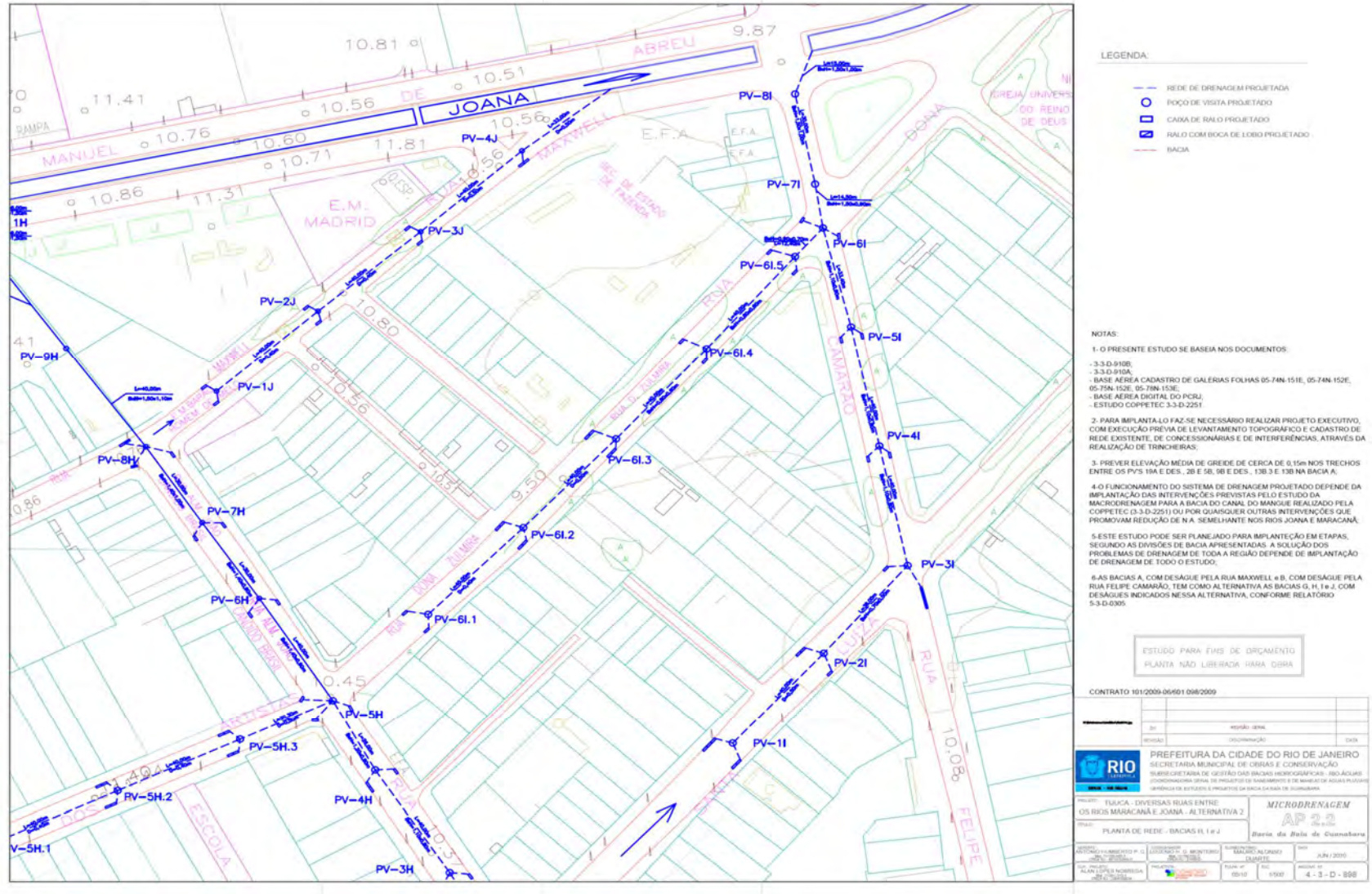
t = tempo de duração da precipitação em minutos

3.4 Análise do funcionamento da rede estudada e escolha dos trechos a serem avaliados/modelados

Devido à região apresentar históricos de problemas na rede do SMU e inundações, foram identificados esses locais com alagamentos, bem como levantados os dados disponíveis a partir de arquivos disponibilizados em planta digitalizada (Figura 14), perfil (Figura 16) e uma planilha de Excel® (ANEXO A), da região do estudo de caso.

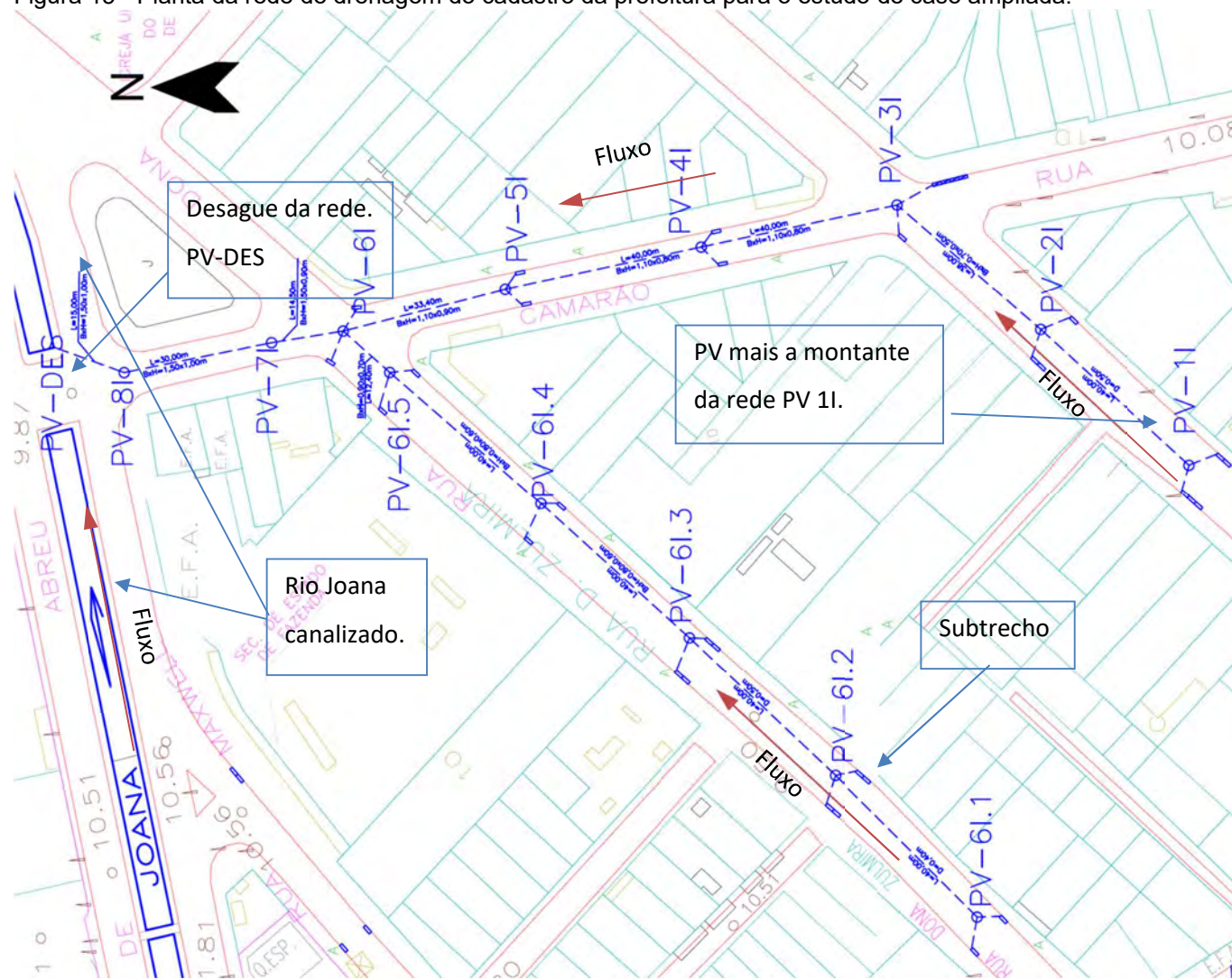
A partir de dados de cadastro da rede, fornecido pela Rio Águas, foi realizado a análise do funcionamento da rede existente, utilizando-se os modelos descritos no capítulo anterior, inseridos em planilha de Excel®.

Figura 14 – Planta da rede de drenagem do cadastro da prefeitura para o estudo de caso.



Fonte: (COHIDRO, 2010).
Legenda: fornecida pela Rio-Águas arquivo nº 4-3-D-898 fl 5/10 em junho 2010

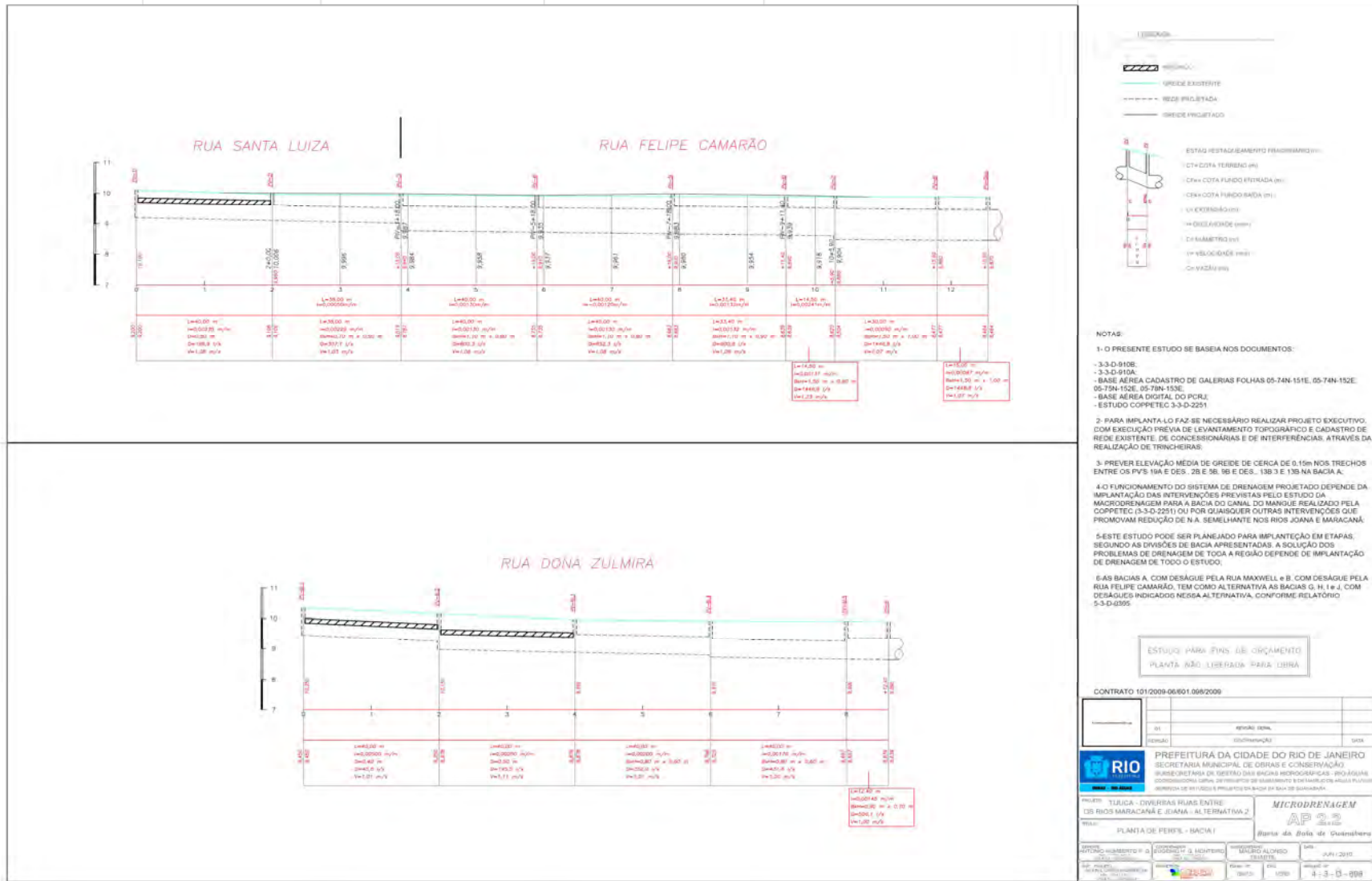
Figura 15 - Planta da rede de drenagem do cadastro da prefeitura para o estudo de caso ampliada.



Fonte: (COHIDRO, 2010).

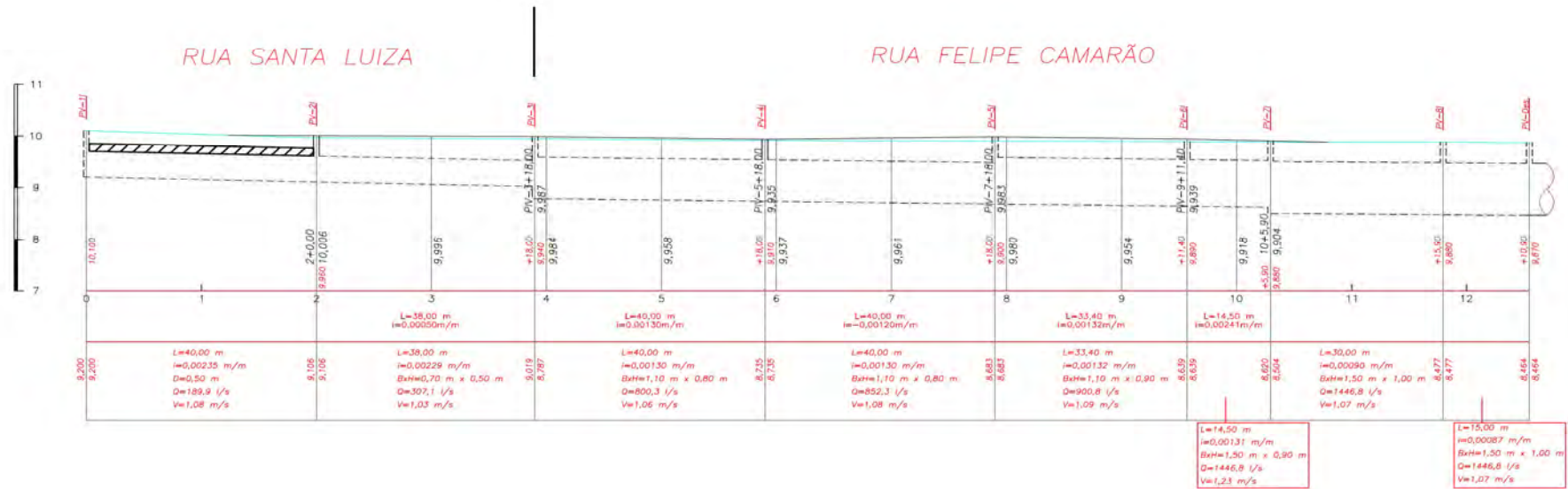
Legenda: fornecida pela Rio-Águas arquivo nº 4-3-D-898 fl 5/10 em junho 2010 modificada pelo autor

Figura 16 – Perfil da rede de drenagem estudada



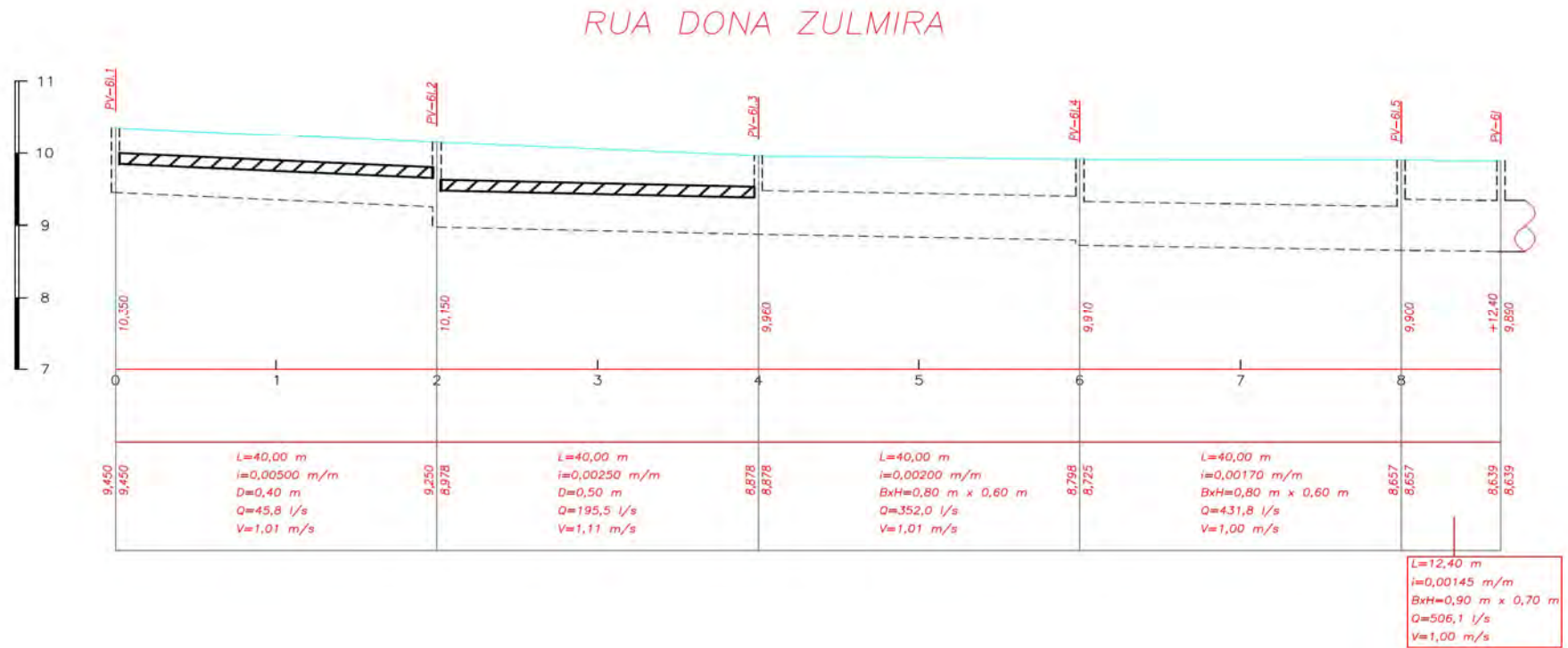
Fonte: (COHIDRO, 2010) (arquivo nº 4-3-D-898 fl 9/10 em junho 2010).

Figura 17 – Perfil da rede de drenagem ampliado entre as ruas Santa Luiza e Felipe camarão



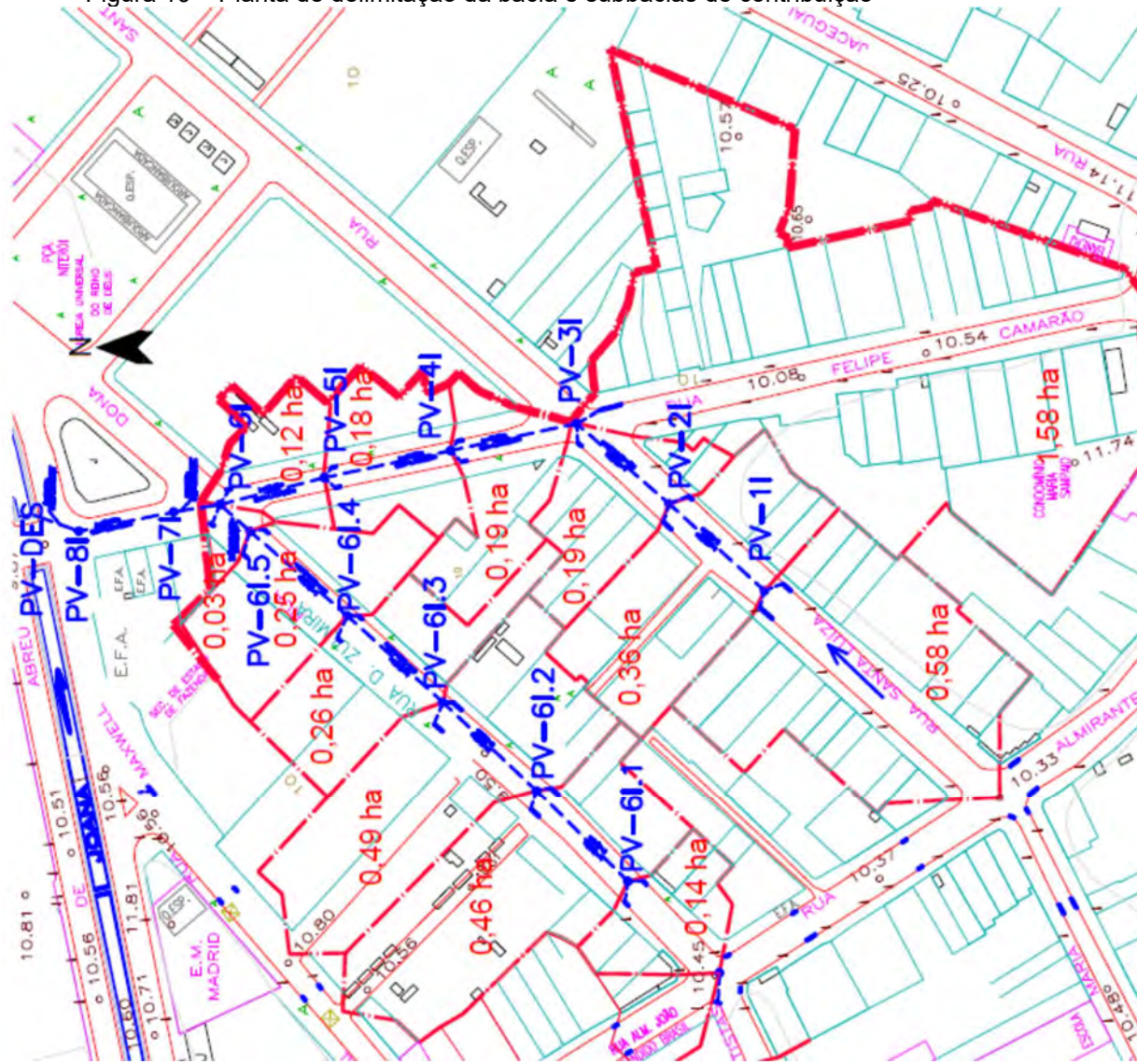
Fonte: (COHIDRO, 2010) (arquivo nº 4-3-D-898 fl 9/10 em junho 2010), modificada pelo autor.

Figura 18 - Perfil da rede de drenagem ampliado na rua Dona Zulmira



Fonte: (COHIDRO, 2010) (arquivo nº 4-3-D-898 fl 9/10 em junho 2010) modificada pelo autor.

Figura 19 – Planta de delimitação da bacia e subbacias de contribuição



Fonte: (COHIDRO, 2010) (alterada pelo autor).

A rede de drenagem local possui uma variedade de seções, circulares nos trechos mais a montante e, retangulares nos trechos intermediários e a jusante. As velocidades para o tempo de retorno de 10 anos não ultrapassaram 1,23 m/s (ANEXO A).

De acordo com os dados obtidos da Rio Águas, o dimensionamento da rede de drenagem do local apresentou condições de escoamento nas galerias existentes que atenderam aos critérios de projeto correspondentes às galerias fechadas. Porém, 5 (cinco) trechos apresentaram ausência da borda livre necessária, com um relação $Y/D \leq 0,90$ (conforme apresentado no ANEXO A), ou seja, se encontrando no limite máximo desse critério/condição de contorno recomendada (Quadro 4)

Entre todas as redes que se possuía cadastro, a rede I foi a que teve mais trechos próximos aos limites do critério de enchimento $Y/D \leq 0,90$ (menor ou igual a 0,90), (Quadro 4). As demais redes analisadas apresentaram seções com bordas livres dentro dos limites estabelecidos.

Em função desses dados obtidos referentes aos trechos no limite do critério de lâmina máxima, isso foi determinante para a seleção da rede I como estudo de caso.

3.5 Modelagem hidráulica e hidrológica

Os dados topológicos/topográficos da região e dos sistemas de utilizados nessa modelagem foram disponibilizados pela Rio Águas com base em projetos elaborados em junho de 2010, conforme apresentado nas Figura 14 e Figura 16, e de acordo com a modelagem já realizada na Figura 15 que foi a planta de bacias.

As microbacias fornecidas nos arquivos foram inseridas no SWMM de acordo com a planta da área de estudo (Figura 19), com a finalidade de se avaliar as metodologias utilizadas na planilha de Excel® e com o modelo de cálculo do SWMM.

A equação do posto Sabóia Lima que se encontra no bairro da Tijuca, teve sua última revisão em 2018 por (BRAGA et al., (2018), e os parâmetros mais recentes foram adotados na presente modelagem do SWMM,(Quadro 11 eQuadro 12) segundo a equação (7) IDF.

$$I = \frac{KxTr^m}{(t + t_0)^n} \quad (7)$$

I - Intensidade média em (mm/h)

t – duração, em (min)

Tr - tempo de retorno, em (anos)

K, m, t_0 e n – parâmetros a determinar, com base nas características e series históricas de cada posto pluviométrico (Quadro 11).

Quadro 11 – Parâmetros para equação IDF para diversas estações pluviométricas no RJ

Nº ordem	Estação	Latitude	Longitude	Série histórica	K	m	to	n	R ²	EPE
1	Anchieta	22,83	43,40	1997-2000 2002-2014	2355,79	0,19	31,60	0,89	0,996	3,06
2	Bangu	22,88	43,47	1997-2000 2002-2014	8398,17	0,18	40,71	1,15	0,996	3,50
3	Campo Grande	22,90	43,56	1997-2000 2002-2014	3763,91	0,22	72,80	0,90	0,991	4,69
4	Cidade de Deus	22,95	43,36	1997-2000 2002-2014	1306,84	0,19	19,46	0,79	0,997	2,94
5	Copacabana	22,99	43,19	1997-2000 2002-2014	2140,17	0,19	59,06	0,80	0,990	4,51
6	Gericinó	22,52	43,35	1997-2000 2002-2009	11547,76	0,20	61,63	1,15	0,996	3,51
7	Grajaú	22,92	43,27	1997-2000 2002-2014	5274,55	0,20	52,18	0,98	0,995	4,21
8	Grande Méier	22,89	43,28	1997-2000 2002-2014	1080,84	0,20	13,79	0,74	0,996	3,92
9	Grota Funda	23,01	43,52	1997-2000 2002-2014	478,00	0,20	15,35	0,58	0,992	3,93
10	Guaratiba	23,05	43,59	1998-2000 2002-2003 2005-2014	1107,14	0,22	14,35	0,80	0,995	3,93
11	Ilha do Governador	22,82	43,21	1997-2000 2003-2014	1125,79	0,23	11,24	0,77	0,994	5,57
12	Irajá	22,83	43,34	1997-2000 2002-2014	2181,48	0,18	40,07	0,85	0,995	3,15
13	Itanhangá	23,00	43,30	1997-2000 2002-2012	1949,98	0,17	40,71	0,80	0,997	2,76
14	Jardim Botânico	22,97	43,22	1997-2000 2002-2014	1217,80	0,19	22,66	0,75	0,996	3,25
15	Laranjeiras	22,94	43,19	2002-2014	8518,56	0,21	60,99	1,10	0,994	4,25
16	Madureira	22,87	43,34	1997-2000 2002-2014	2037,43	0,19	30,02	0,84	0,995	3,93
17	Mendanha	22,49	43,31	1997-2000 2002-2009	531,79	0,17	7,06	0,63	0,998	2,29
18	Penha	22,84	43,28	1998-2000 2002-2014	825,89	0,19	14,85	0,71	0,996	2,94
19	Piedade	22,89	43,31	1997-2000 2002-2014	2028,23	0,17	35,82	0,82	0,996	3,39
20	Recreio	23,01	43,44	1997-2000 2002-2014	6396,55	0,19	50,25	1,07	0,996	3,33
21	Riocentro	22,98	43,41	1997-2000 2002-2014	1886,83	0,18	37,42	0,78	0,995	4,01
22	Rocinha	22,99	43,25	1997-2000 2002-2014	10591,31	0,19	77,35	1,09	0,994	4,11
23	Santa Cruz	22,91	43,68	1997-2000 2002-2014	6455,60	0,17	45,89	1,05	0,997	3,09
24	Santa Teresa	22,93	43,20	1997-2000 2002-2014	2076,52	0,20	40,21	0,85	0,994	3,64
25	São Cristóvão	22,90	43,22	2003-2004 2006-2014	1914,43	0,24	26,59	0,84	0,994	5,38
26	Saúde	22,90	43,19	1997-2000 2002-2014	1222,52	0,18	25,00	0,75	0,996	3,11
27	Sepetiba	22,97	43,71	1997-2000 2002-2014	1041,34	0,20	19,14	0,76	0,995	3,27
28	Sumaré	22,57	43,14	1997-2000 2002-2009	1168,19	0,21	19,94	0,70	0,995	4,70
29	Tanque	22,91	43,36	1997-2000 2002-2014	1896,25	0,22	19,49	0,86	0,995	4,85
30	Tijuca	22,93	43,22	1997-2000 2002-2014	712,39	0,21	15,48	0,64	0,995	3,74
31	Urca	22,96	43,17	1997-2000 2002-2014	1999,11	0,19	31,01	0,87	0,997	2,72
32	Vidigal	22,99	43,23	1997-2000 2002-2014	2018,31	0,20	26,65	0,85	0,996	3,74

Fonte: BRAGA *et al.*, 2018.

Quadro 12 – Intensidade pluviométrica e precipitação para chuvas com TR 10 anos do posto Tijuca

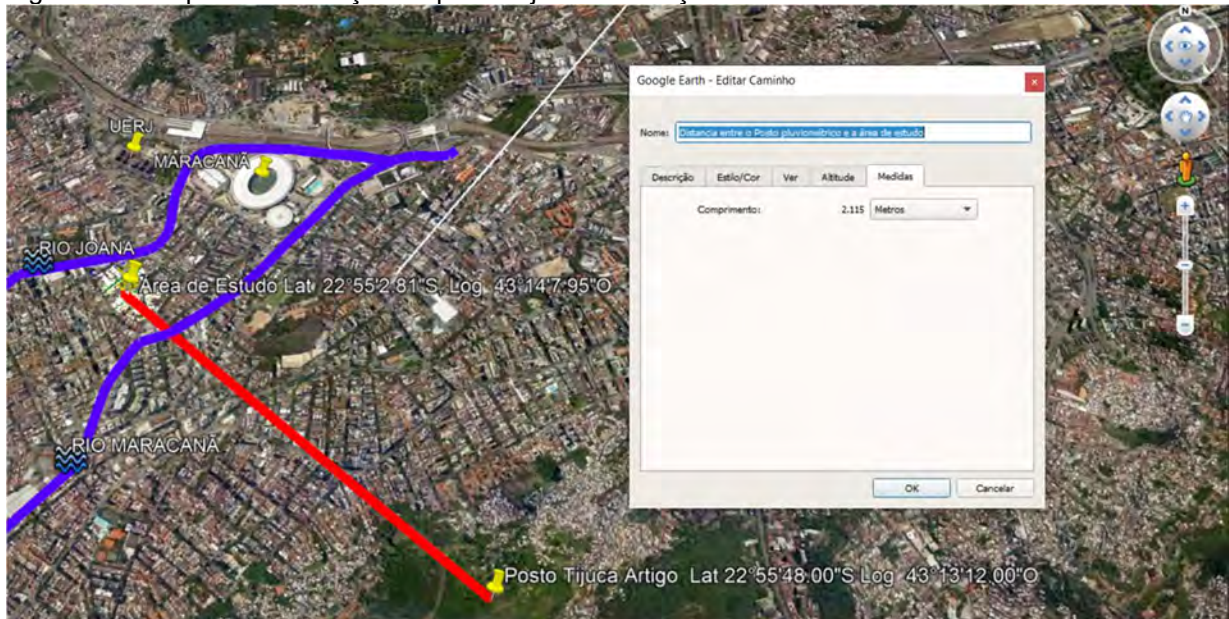
Tempo (min.)	Intensidade (mm/h)	Precipitação (mm)	Tempo (min.)	Intensidade (mm/h)	Precipitação (mm)
5	167,29	13,94	55	75,85	69,53
10	145,46	24,24	60	72,59	72,59
11	141,92	26,02	65	69,68	75,48
12	138,59	27,72	70	67,04	78,21
13	135,46	29,35	75	64,64	80,80
14	132,50	30,92	80	62,46	83,27
15	129,70	32,43	85	60,45	85,64
16	127,05	33,88	90	58,60	87,90
17	124,53	35,28	95	56,89	90,07
18	122,14	36,64	100	55,30	92,16
19	119,86	37,96	105	53,82	94,18
20	117,69	39,23	110	52,44	96,13
25	108,16	45,07	115	51,14	98,02
30	100,40	50,20	120	49,92	99,85

Tempo (min.)	Intensidade (mm/h)	Precipitação (mm)	Tempo (min.)	Intensidade (mm/h)	Precipitação (mm)
35	93,91	54,78	125	48,78	101,63
40	88,40	58,94	130	47,70	103,35
45	83,65	62,74	135	46,68	105,03
50	79,51	66,26	140	45,71	106,67

Fonte: BRAGA *et al.*, 2018 (quadro elaborado pelo autor).

A adoção do posto pluviométrico da Tijuca se justifica por sua proximidade em relação a região estudada – cerca de 2,1 km (Figura 20) e, também em função da disponibilidade de uma boa série histórica de dados pluviométricos locais.

Figura 20 – Mapa de localização do posto Tijuca em relação a área em estudo



Fonte: baseado em imagem Google Earth.

A equação utilizada na modelagem de chuva vazão no posto Tijuca para um TR 10 anos mais atualizada está expressa na equação (8) (BRAGA *et al.*, 2018).

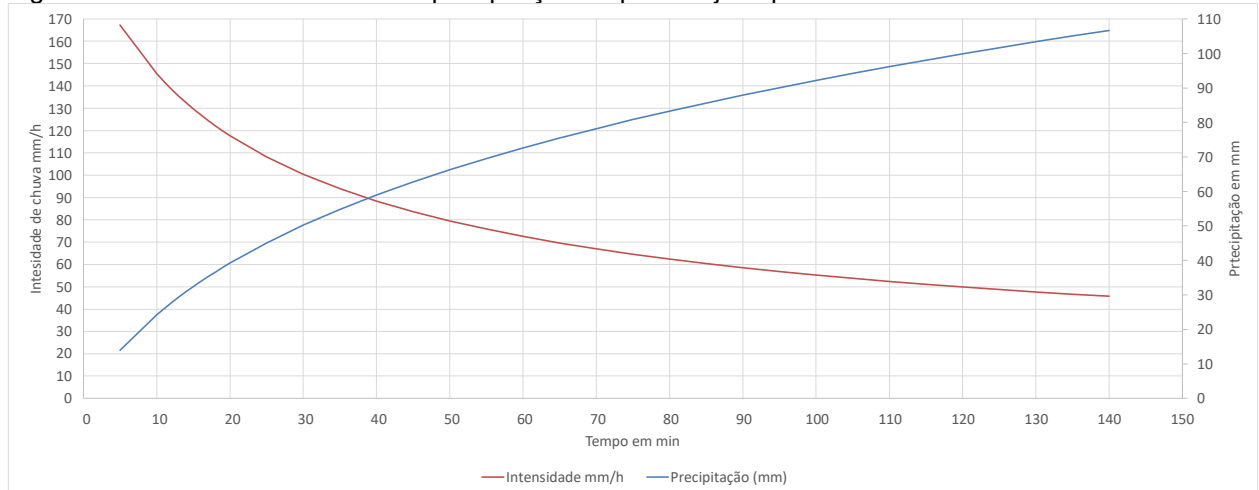
$$I = \frac{712,39 \times 10^{0,21}}{(t + 15,48)^{0,64}} \quad (8)$$

I - intensidade média em (mm/ h)

t – duração, em min.

As curvas de intensidade e de precipitação, em função da duração para o período de retorno (TR) adotado podem ser observadas na Figura 21.

Figura 21 – Curva de intensidade e precipitação do posto Tijuca para 10 anos de recorrência



Fonte: BRAGA *et al.*, 2018 (gráfico elaborado pelo autor).

A região possui comércios e uma grande quantidade de residências sem afastamentos (área construída próxima ou igual a área do lote), foi adotado um coeficiente de escoamento de 80% (0,80) de área de impermeabilização o coeficiente próximo da média de áreas comerciais conforme o Quadro 5. A Rio-Águas na sua modelagem também adotou 0,80 para a região.

Além do coeficiente de escoamento de 0,80, foi considerada uma declividade média estimada de 1%, correspondente às áreas de contribuição da bacia estudada. O modelo de infiltração utilizado no SWMM foi a curva número (CN) igual à 80 devido área residencial ter mais de 65% de impermeabilização sugere 77 conforme o Quadro 13 (CHOW, 1993), para o grupo hidrológico e A humidade antecedente II. Na modelagem realizada foi majorado para 80 devido a região ter uma ter um percentual de impermeabilização acima de 65%.

O grupo hidrológico A é composto de solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a uns 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas, e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (CHOW, 1993).

Quadro 13 - Valores de CN – Condições hidrológicas II

Tipologia do uso do solo	Grupo hidrológico			
	A	B	C	D
Uso Residencial				
Tamanho médio do lote impermeável %				
Até 500m ² 65	77	85	90	92
1000m ² 38	61	75	83	87
1500m ² 30	57	72	81	86

Fonte: (CHOW, 1993) (modificado pelo autor)

Para trechos impermeáveis, os coeficientes de rugosidade de Manning utilizados foram n igual à 0,015 para galerias retangulares e superfícies de concreto; n igual à 0,013 para galerias circulares e para revestimento de concreto. Para trechos permeáveis, adotou-se n igual à 0,022, referentes às áreas gramadas. Com o levantamento de bacias de acordo com o Quadro 14 e os parâmetros supracitados serviram de dados para a modelagem.

Quadro 14 – Dados de entrada das sub-bacias da modelagem

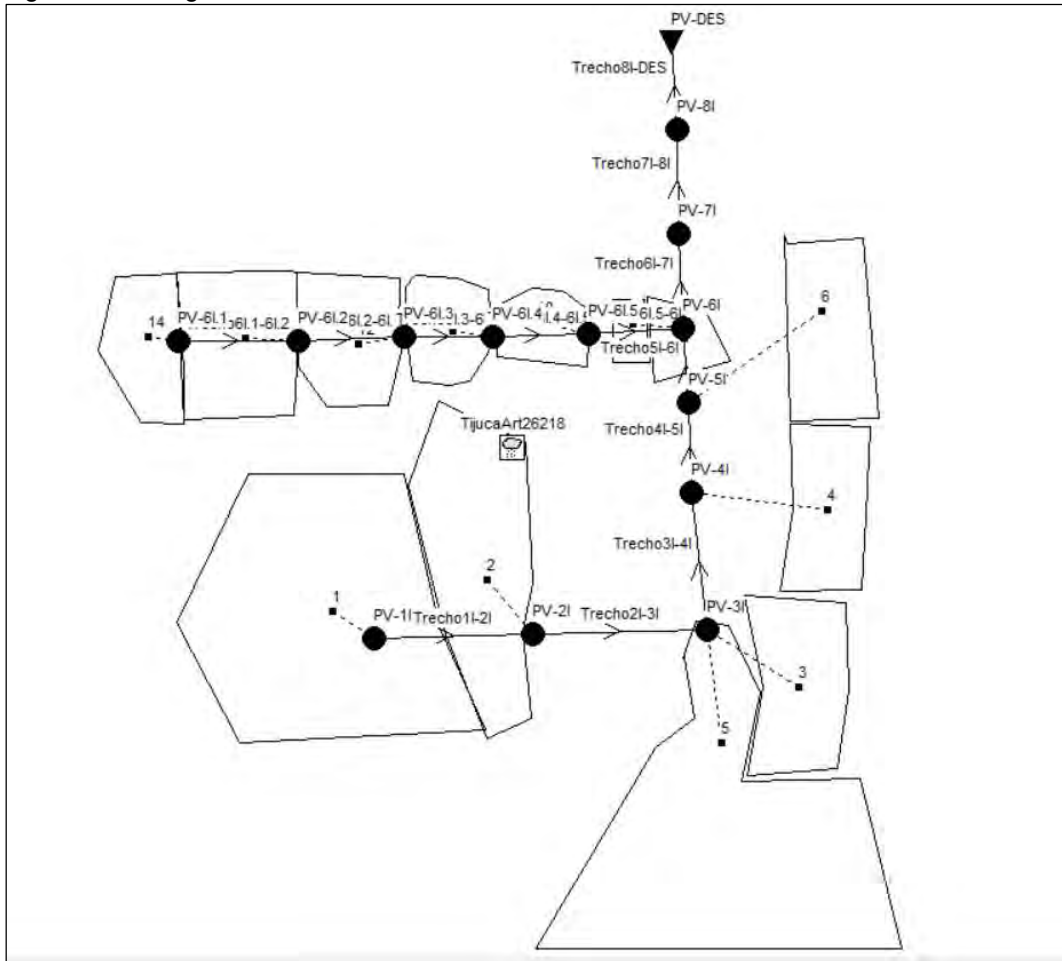
Num da Sub-Bacia	PV receptor	Área de drenagem (ha)	% de impermeabilização	Comprimento axial da bacia em m	% de declividade da sub-bacia
1	PV-1I	0.58	80	112	1
2	PV-2I	0.36	80	101.25	1
3	PV-3I	0.19	80	62	1
4	PV-4I	0.19	80	70	1
5	PV-3I	1.58	80	150	1
6	PV-5I	0.18	80	62.5	1
8	PV-6I	0.12	80	62.5	1
9	PV-6I	0.03	80	43	1
10	PV-6I.5	0.25	80	57.7	1
11	PV-6I.4	0.26	80	72.7	1
12	PV-6I.3	0.49	80	125	1
13	PV-6I.2	0.46	80	117	1
14	PV-6I.1	0.14	80	60	1

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.6 A modelagem SWMM para a bacia/sistema em estudo

O diagrama matemático representativo do SWMM, referente a modelagem da sub-bacia/sistema apresentado na Figura 22.

Figura 22 – Diagrama do modelo matemático no SWMM



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para propagar o escoamento na rede o modelo o SWMM possui 3 tipos de modelo de propagação de fluxo o regime uniforme, onde cinemática e onda dinâmica (ROSSMAN, 2015). Para o estudo realizado o adotado foi o modelo de onda dinâmica em todas as simulações realizadas menos as realizadas pela Rio Águas no ANEXO A que foi realizada através de planilha de Excel®.

3.6.1 Perdas de carga

As premissas hidráulicas da rede foram adotadas conforme bibliografias consolidadas, (PORTO, 2006), (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015), as perdas de carga na entrada e na saída das galerias foram estimadas de acordo a metodologia expressa segundo o manual do SWMM (ROSSMAN, 2015), em que a equação (9) representa a perda de carga localizada.

$$h = \sum k \frac{v^2}{2g} \quad (9)$$

Δh – Perda de carga em (m)

v – Velocidade média na seção (m/s)

k – Coeficiente de perda de carga (adimensional)

g – Aceleração da gravidade (9,81 m/s²)

O manual do SWMM propõe diversos valores de k para perdas de carga na entrada (Quadro 15). Para a perda de carga na saída das tubulações, sugere-se o valor igual à 1 (um) para perdas de carga na saída de bueiros.

Para o coeficiente de perda na entrada, devido ao pouco conhecimento dos detalhes geométricos dos PVs, adotou-se k igual à 0,2 referente às tubulações de concreto com seção de adaptação por estreitamento lateral ou estreitamento da altura (Quadro 15) na modelagem hidráulica.

Quadro 15 – Coeficientes de perda de carga K na entrada de ralos e bueiros

Tipo de Estrutura e Projeto para a Entrada do Bueiro	Coeficiente
Tubo de Concreto	
Bolsa projetando-se para fora do aterro	0,2
Ponta projetando-se para fora do aterro	0,5
Com muro de testa ou muro de testa e muras de ala, final de tubo	
▪ em bolsa	0,2
▪ em ponta	0,5
Arredondado (R = D/12)	0,2
Em bisel para adaptar-se à saia do aterro	0,7
Com seção terminal de entrada conformada com a saia do aterro	0,5
Com bordas da boca biseladas a 33,7° ou 45°	0,2
Com seção de adaptação por estreitamento lateral ou estreitamento da altura	0,2

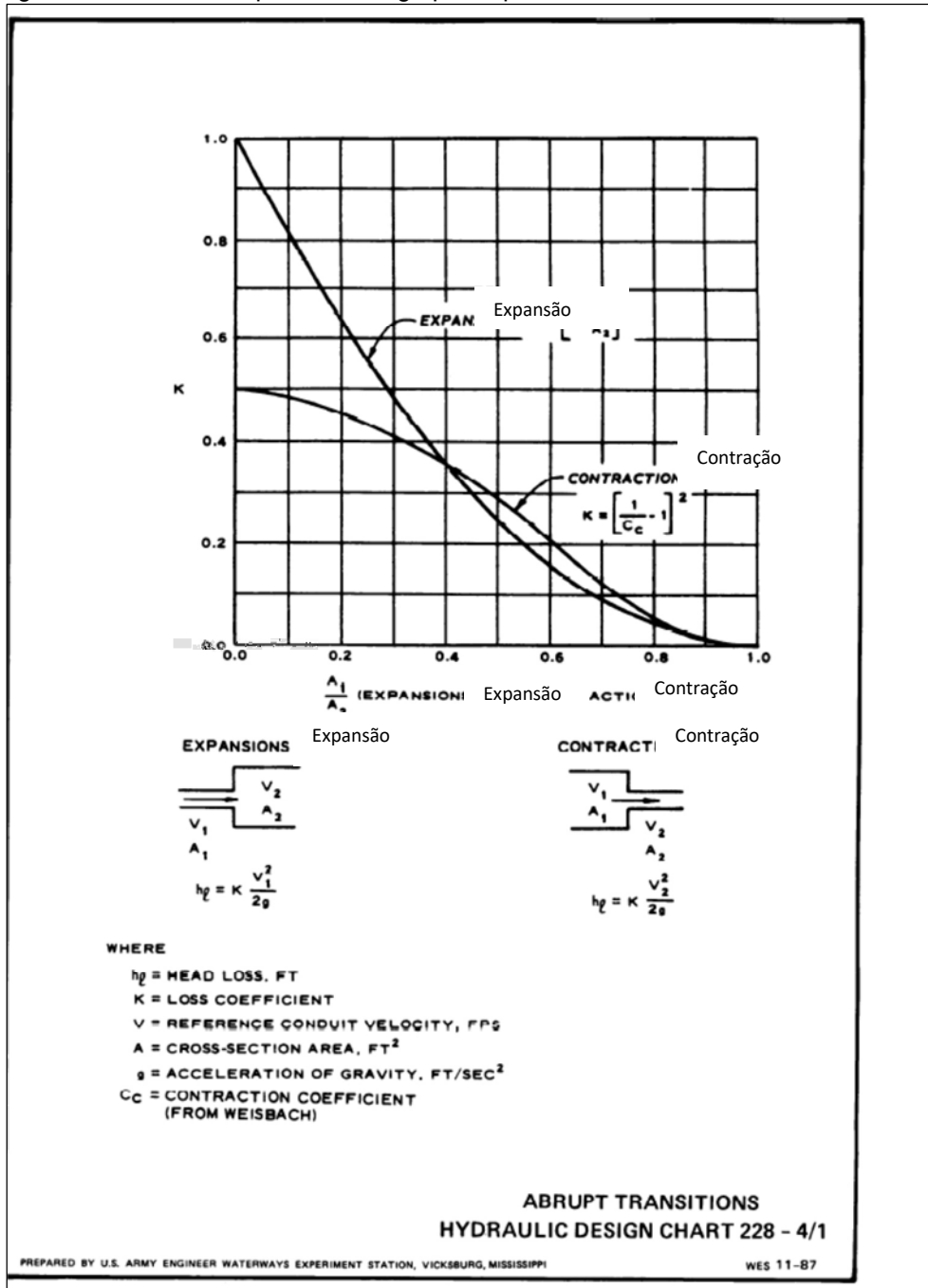
Fonte: ROSSMAN, [s.d.]. (traduzido pelo autor)

Como coeficiente de perda de carga na saída das galerias é sugerido pelo modelo do SWMM o valor igual à 1 (um), porém este valor é considerado alto devido às transições entre os PVs serem mais suaves.

As perdas de carga na saída foram então estimadas de acordo com a metodologia Hydraulic Design Criteria (HDC, 1987), conforme a Figura 23.

Estas perdas de carga são estimadas com a finalidade de aumentar a precisão dos cálculos no modelo hidrodinâmico.

Figura 23 – Gráfico de perda de carga por expansão HDC -1987



Fonte: (HDC, 1987)-modificada pelo autor

Os termos presentes no gráfico da Figura 23 estão expressos abaixo:

h_L – Perda de carga por expansão em (m);

k – Coeficiente de perda de carga por expansão (adimensional);

V_1 – Velocidade média na seção de montante (m/s);

V_2 – Velocidade média na seção de jusante (m/s);

A – Área da seção m²;

g – Aceleração da gravidade (9,81 m/s²)

C_c – Coeficiente de contração (conforme Weisbach)

Os resultados dos coeficientes extraídos da Figura 23 e o gráfico das perdas de carga na saída das galerias estão expressos no Quadro 16, conforme a equação (10) a seguir:

$$K = \left[1 - \frac{A_1}{A_2} \right]^2 \quad (10)$$

A_1 – área da seção da galeria de montante (m^2);

A_2 – área da seção da galeria de jusante (m^2)

Quadro 16 – Tabela de coeficientes de perda de carga por singularidade na rede nos trechos da rede estudada

Trecho	Tipo de seção	Altura/ Diâmetro (m)	Área de montante A_1 (m^2)	Largura (m)	Coef. de perda na entrada K	Coef. de perda na saída		Coef. de perda médio K
						A_1/A_2	K	
Trecho11-21	CIRCULAR	0,50	0,20	0,50	0,20	0,57	0,15	0,18
Trecho21-31	Retang. Fechada	0,50	0,35	0,70	0,20	0,40	0,35	0,28
Trecho31-41	Retang. Fechada	0,80	0,88	1,10	0,20	1,00	0,00	0,10
Trecho41-51	Retang. Fechada	0,80	0,88	1,10	0,20	0,89	0,05	0,13
Trecho51-61	Retang. Fechada	0,90	0,99	1,10	0,20	0,73	0,09	0,15
Trecho61-71	Retang. Fechada	0,90	1,35	1,50	0,20	0,90	0,05	0,13
Trecho71-81	Retang. Fechada	1,00	1,50	1,50	0,20	1,00	0,00	0,10
Trecho81-DES	Retang. Fechada	1,00	1,50	1,50	0,20		1,00	0,60
Trecho61.1-61.2	CIRCULAR	0,40	0,13	0,40	0,20	0,27	0,50	0,35
Trecho61.2-61.3	CIRCULAR	0,50	0,20	0,50	0,20	0,41	0,35	0,28
Trecho61.3-61.4	Retang. Fechada	0,60	0,48	0,80	0,20	1,00	0,00	0,10
Trecho61.4-61.5	RECT_Fechada	0,60	0,48	0,80	0,20	0,76	0,05	0,13
Trecho61.5-61	Retang.Fechada	0,90	0,63	0,70	0,20	0,47	0,25	0,23

Fonte: Autor

As perdas de carga por assoreamento foram desconsideradas.

O deságue tem como condição de contorno inicial de jusante o nível d'água a jusante de todo o sistema projetado, com o cálculo dos tirantes na galeria a partir do remanso e da propagação do fluxo de controle na saída da galeria.

3.7 Calibração da modelagem hidráulica e hidrológica com SWMM na área de estudo

Para validação da modelagem sua calibração é de fundamental importância. A rede de SMU existente na região estudada da Tijuca é subterrânea, o que dificulta a sua calibração com dispositivos de medição de velocidade de fluxo do escoamento superficial.

Para fins de calibração e ajuste de parâmetros de modelagem pelo SWMM, haveria necessidade de avaliação de monitoramento a ser realizado nos dias de eventos pluviométricos, acessando-se ao sistema estudado por intermédio dos seus órgãos acessórios, ou seja, entrando nos poços de visita (PVs).

Diante dessas dificuldades, relacionado também ao período de distanciamento social da pandemia do COVID-19, adotou-se como medida de ajuste de parâmetros do modelo a ocorrência de um determinado evento de chuva e alagamento na região, a partir de dados de noticiários e registros de precipitação obtidos da estação pluviométrica da Tijuca (ALERTA RIO, 2022).

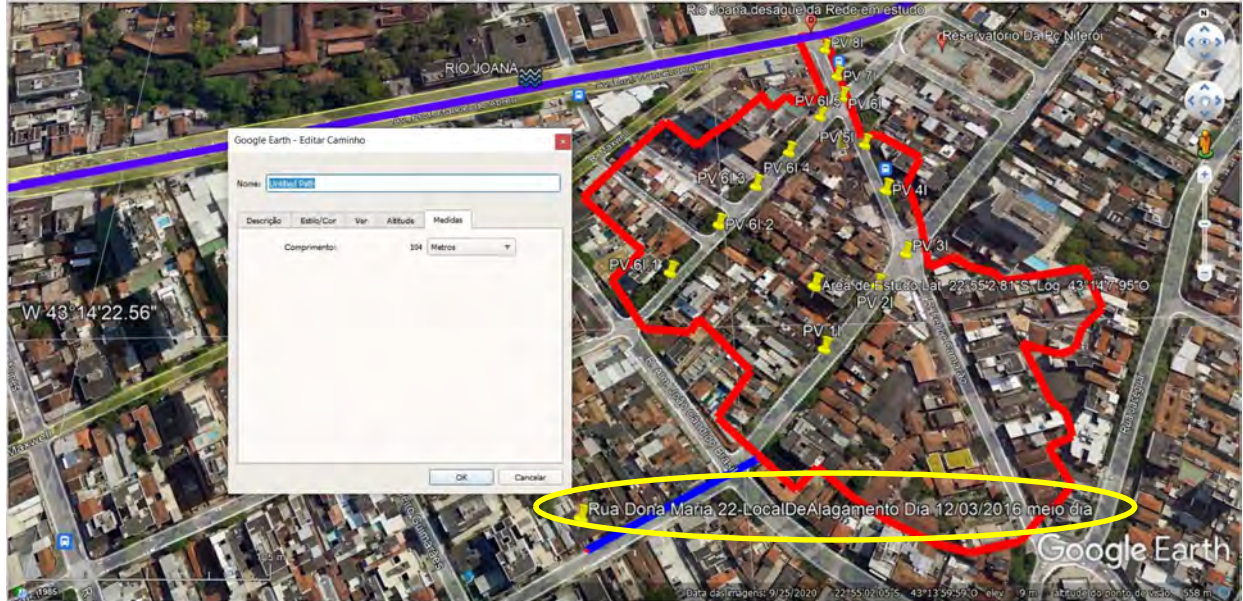
A Fundação Instituto de Geotécnica (GEO RIO) opera o Sistema Alerta Rio, que realiza o monitoramento da precipitação na cidade do Rio de Janeiro - RJ por meio de 33 estações pluviométricas automáticas e distribuídas estrategicamente (Figura 8). É um sistema de alerta de deslizamentos de encostas associado a ocorrência de eventos de chuvas intensas para a cidade do Rio de Janeiro.

De acordo com a série histórica de 1997 a 2016 do (ALERTA RIO, 2022), foi obtido o total anual médio de 1.212,4 mm na região da Tijuca, Rio de Janeiro. As maiores chuvas foram observadas no mês de janeiro, com precipitação média mensal de 176,6 mm e agosto como o mês mais seco, com média mensal de 39,8 mm (ALERTA RIO, 2022).

Mesmo após as intervenções de construção de grandes reservatórios para amortecimento de cheias na Grande Tijuca, a região estudada ainda tem apresentado problemas na rede de SMU. Eventos como o corrido em 12 de março de 2016, quando foi observada uma chuva de 17 mm em 15 minutos e 46,8 mm entre 11h30min e 12h30min (Quadro 17 e Figura 26), com duração de uma hora; 32,8 mm em 15 minutos um evento com cerca de 10,56 anos de recorrência; e 86,4 mm entre 19h15min e 20h15min, com duração de uma hora (ALERTA RIO, 2022), um evento com cerca de 22,91 anos de recorrência. O evento que ocorreu à noite superou a chuva de 10 anos de recorrência em ambas as durações de 15 minutos e uma hora, com precipitação correspondente a 40% da média de todo o mês de março.

Esses dois eventos subsidiários apresentaram alagamentos e inundações na região estudada. A região próxima à Rua Dona Maria fica a montante da área de estudo e distante cerca de 104 m (Figura 24), teve alagamentos e inundações, segundo noticiado no RJ1 no dia 12 de março de 2016, na TV Globo, pela repórter Fernanda Grael (GRAEL, 2016), (Figura 25). Situado a montante da área de estudo e próximo ao deságue da rede de drenagem estudada, o reservatório da Praça Niterói já estava concluído e operativo nessa ocasião.

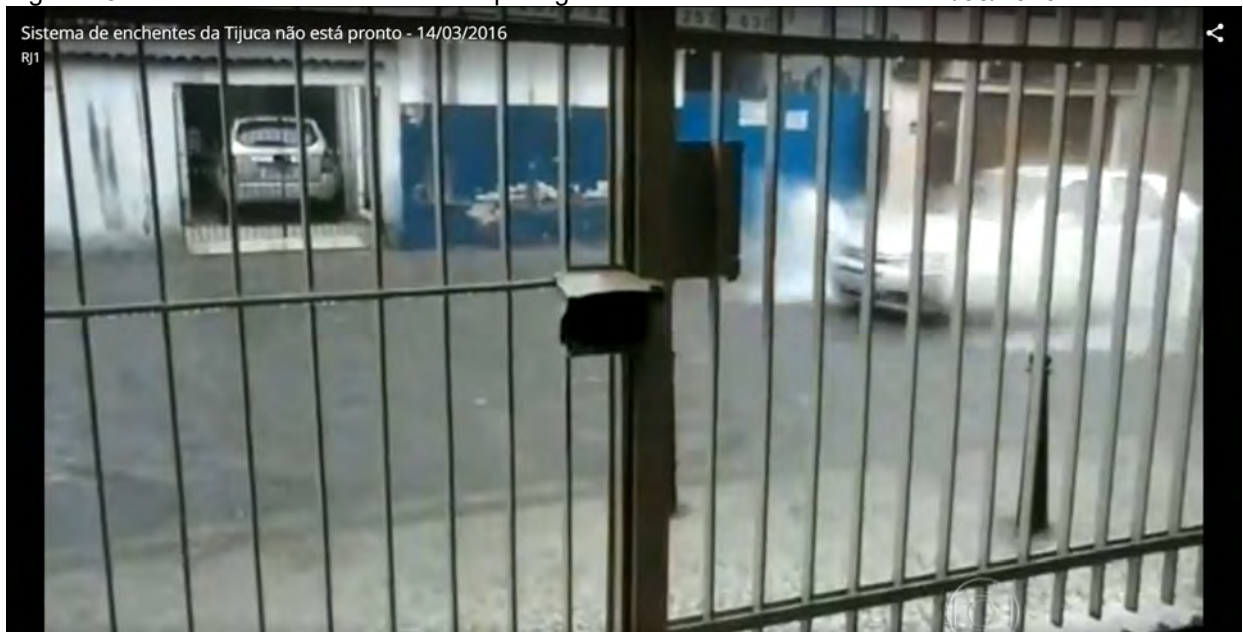
Figura 24 – Local onde ocorreu alagamento em 12 de março de 2016.



Fonte: (GRAEL, 2016). Reportagem do Jornal RJ1. TV Globo. Exibida em 14/06/2016

Legenda: vermelho representa a área de estudo a linha azul o ponto de alagamento da área estudada.

Figura 25 – Rua Dona Maria durante a reportagem e durante o evento do dia 12/03/2016



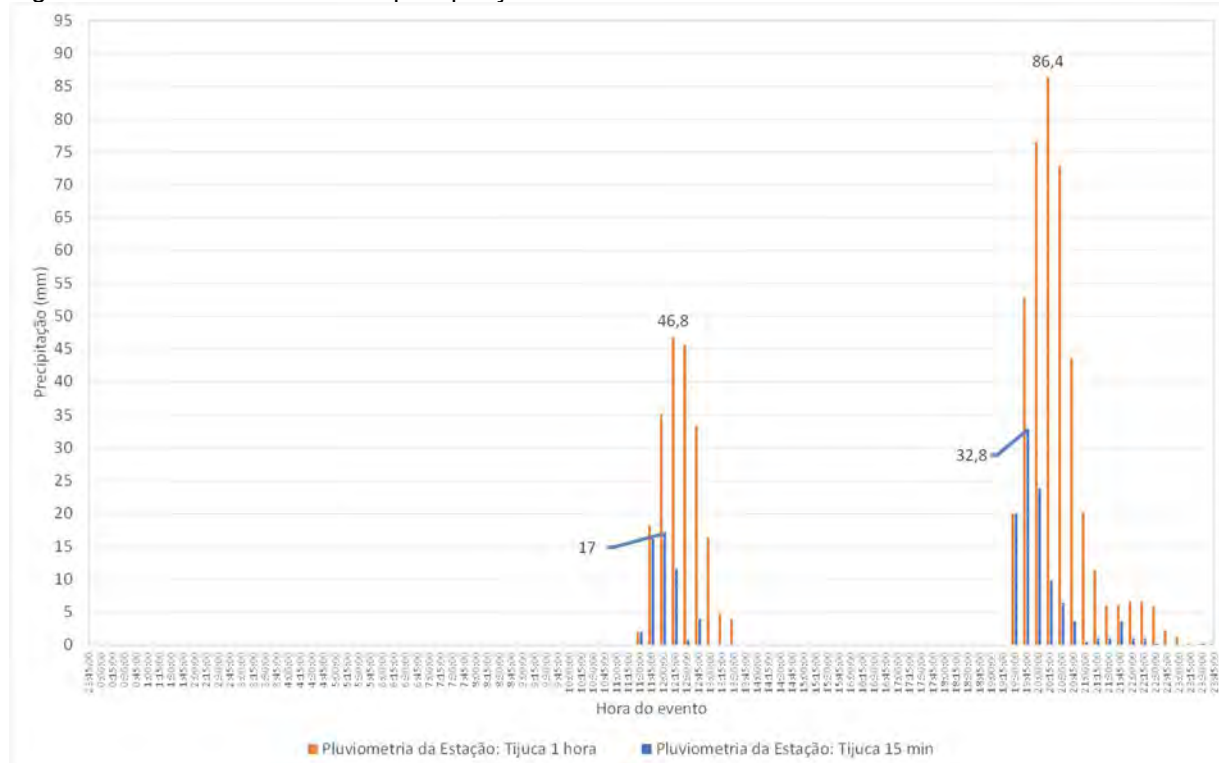
Fonte: (GRAEL, 2016). Reportagem do Jornal RJ1. TV Globo. Exibida em 14/06/2016

Quadro 17 – Precipitação (mm) ocorrida no dia 12/3/2016 a cada 15 minutos e 01 hora

Hora do evento	15 min	01 h
11:15:00	0	0
11:30:00	2	2
11:45:00	16,2	18,2
12:00:00	17	35,2
12:15:00	11,6	46,8
12:30:00	0,8	45,6
12:45:00	4,0	33,4
13:00:00	0,0	16,4
13:15:00	0,0	4,8
13:30:00	0,0	4,0
13:45:00	0,0	0,0
14:00:00	0,0	0,0
14:15:00	0,0	0,0
14:30:00	0,0	0,0
14:45:00	0,0	0,0
15:00:00	0,0	0,0
15:15:00	0,0	0,0
15:30:00	0,0	0,0
15:45:00	0,0	0,0
16:00:00	0,0	0,0
16:15:00	0,0	0,0
16:30:00	0,0	0,0
16:45:00	0,0	0,0
19:15:00	0,0	0,0
19:30:00	20	20
19:45:00	32,8	52,8
20:00:00	23,8	76,6
20:15:00	9,8	86,4
20:30:00	6,4	72,8
20:45:00	3,6	43,6
21:00:00	0,4	20,2
21:15:00	1,0	11,4
21:30:00	1,0	6,0
21:45:00	3,6	6,0
22:00:00	1,0	6,6
22:15:00	1,0	6,6
22:30:00	0,2	5,8
22:45:00	0,0	2,2
23:00:00	0,0	1,2
23:15:00	0,0	0,2
23:30:00	0,2	0,2
23:45:00	0,0	0,2

Fonte: (ALERTA RIO, 2022).

Figura 26 – Gráfico da altura de precipitação ocorrida no dia 12/03/2016 a cada 15 minutos e 1 hora



Fonte: (ALERTA RIO, 2022)/Autor

De acordo com os dados das alturas de chuva apresentadas, foram realizadas as calibrações do modelo SWMM para a região estudada.

Para tal calibração foram necessárias alterações de parâmetros do modelo SWMM, na modelagem inicial, e de acordo com os dados obtidos pelo modelo da Rio Águas na rede existente.

Com a finalidade de calibrar o modelo foi realizada uma majoração do coeficiente de escoamento máximo para a região 80% para 90% conforme a superfície de asfalto e concreto por se tratar de uma região considerada bastante urbanizada, de características de densa ocupação residencial, e poucas áreas vegetadas (Quadro 5). Esta majoração de 80% para 90%, deve-se a tentativa de calibração do modelo levando-se em consideração a maior quantidade de árvores nas ruas desta forma tentamos representar transbordamento na rua Santa Luzia que se localiza a jusante do evento ocorrido na rua Dona Maria.

As ruas analisadas tiveram os coeficientes de escoamento alterados, de acordo com as áreas das copas das árvores presentes nas sub-bacias. Por exemplo, a Rua Felipe Camarão possuía pouca quantidade de árvores (1011m² Figura 27 e no Quadro 18); assim foi adotado o coeficiente de impermeabilização de 90%, enquanto a Rua Santa Luzia possuía uma quantidade média (1752m² Figura 27 e no Quadro 18), de modo que foi adotada 85% de impermeabilização. Já para a Rua Dona Zulmira, que possuía uma quantidade grande de

árvores (2484m² conforme o Quadro 18), foi adotado o coeficiente de impermeabilização de 80% (Figura 27 e no Quadro 18).

Figura 27 – Árvores localizadas nas ruas da área de estudo



Fonte: baseado em imagem do Google Earth.

Legenda: árvores em verde; área de estudo em vermelho.

Somente as arvores nas ruas foram consideradas por apresentaram uma área constituída de maior quantidade de arborização e copas de maior porte. Já as árvores dentro dos lotes foram desconsideradas devido a sua pouca quantidade e por serem de pequeno porte.

Quadro 18 – Levantamento da área de árvores na sub-bacia

Número da sub-bacia	Sub-bacia da Rua Santa Luzia (ha)	PV receptor da sub-bacia	Coeficiente de impermeabilização adotado	Área de copa das árvores (m ²)	% da área de árvores em relação à sub-bacia
1	0,58	PV-1I	85		
2	0,36	PV-2I	85		
3	0,19	PV-3I	85		
Área total do trecho (Ha)	1,13				
Área total do trecho (m ²)	11300			1752	15.5%
	Sub-bacia da Rua Felipe Camarão (ha)				
4	0,19	PV-4I	90		
5	1,54	PV-3I	90		
6	0,18	PV-5I	90		
8	0,12	PV-6I	90		
9	0,03	PV-6I	90		
Área total do trecho (Ha)	2,06				
Área total do trecho (m ²)	20600			1011	4,91%

Número da sub-bacia	Sub-bacia da Rua Santa Luzia (ha)	PV receptor da sub-bacia	Coefficiente de impermeabilização adotado	Área de copa das árvores (m ²)	% da área de árvores em relação à sub-bacia
	Sub-Bacia Da Rua Dona Zulmira (ha)				
10	0,25	PV-6l.5	80		
11	0,26	PV-6l.4	80		
12	0,49	PV-6l.3	80		
13	0,46	PV-6l.2	80		
14	0,14	PV-6l.1	80		
Área total do trecho (Ha)	1,6				
Área total do trecho (m ²)	16000			2484,6	15,53%

Fonte: Autor

Com os dados ajustados do coeficiente de escoamento foi realizada a modelagem dos trechos, verificando-se o transbordamento dos PV's 1l e 2l mais a montante na Rua Santa Luzia, local próximo do alagamento noticiado em 12 de março de 2016 (Figura 24), devido às fortes chuvas na região neste dia. Foi realizado dois perfis de linha d' água sem calibração (Figura 30) e com calibração (Figura 31) com a finalidade de analisar os afogamentos nos PVs.

Em visita na região de estudo observou-se algumas manchas de inundação nos muros das casas na ordem de 30 cm em relação as calçadas (que possuem cotas similares ou quase iguais aos PVs), e que a maioria das casas possuíam suas soleiras acima do nível da calçada (Figura 28 c e d), aumentando a tese de que a região está suscetível a inundações, com a finalidade de calibrar o modelo optou-se por adotar com o mesmo evento uma carga hidráulica no PV 1l na ordem de 30 cm (Figura 28 a e b), acreditando-se que no dia do evento a rua foi inundada aproximadamente nesta cota pois não possuímos registros precisos desse mancha de inundação.

Figura 28 – Residência em frente ao PV 11 com a mancha de água na parede e casas com a soleira acima da calçada.

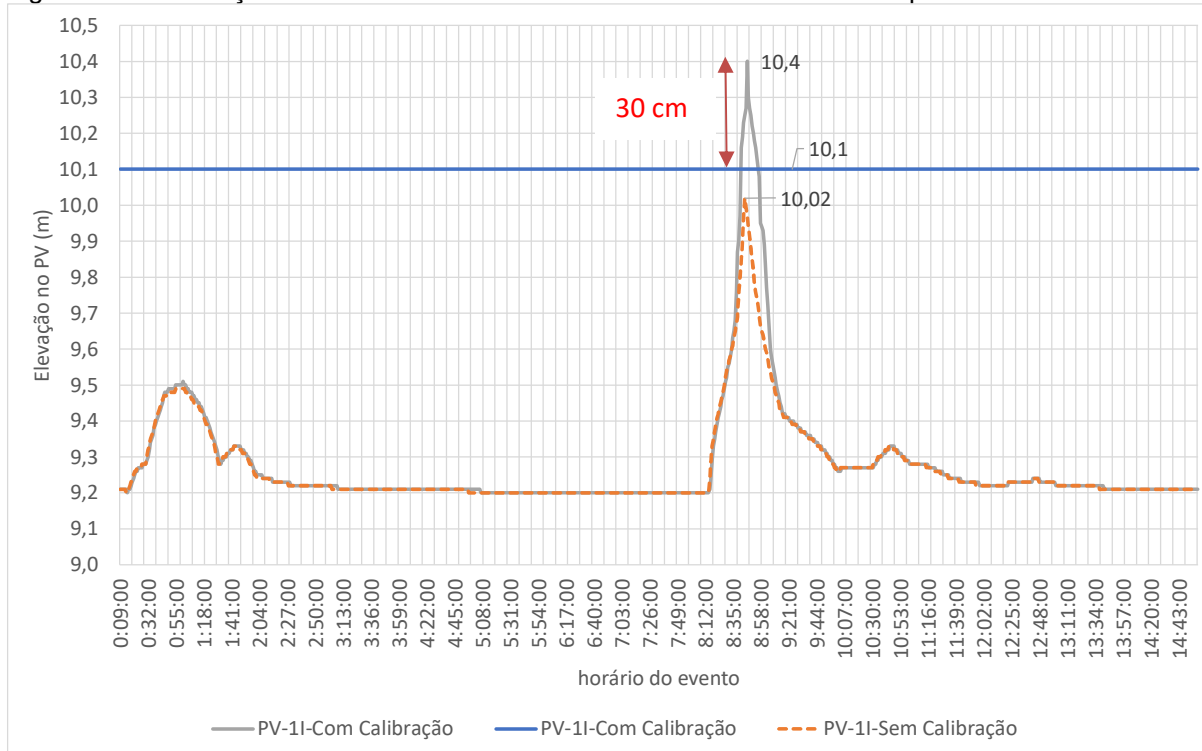


Legenda: a) Casa em frente ao PV 11 com a mancha de inundação b) Mancha de inundação com cerca de 30cm de altura c) e d) Casas com soleira acima do nível da calçada.

Fonte: Autor

Para a simulação adotou-se uma sobre carga no nível d'água no PV11 (Cota El 10,10m), na ordem de 30 cm (N.A=El 10,40), e comparou-se as simulações sem e com calibração (NA = El 10,02m), observou -se que alagamento durou cerca de 1 hora o gráfico na Figura 29 apresenta o resultado das simulações. Os perfis de linha d'água são apresentados nas Figura 30 e Figura 31.

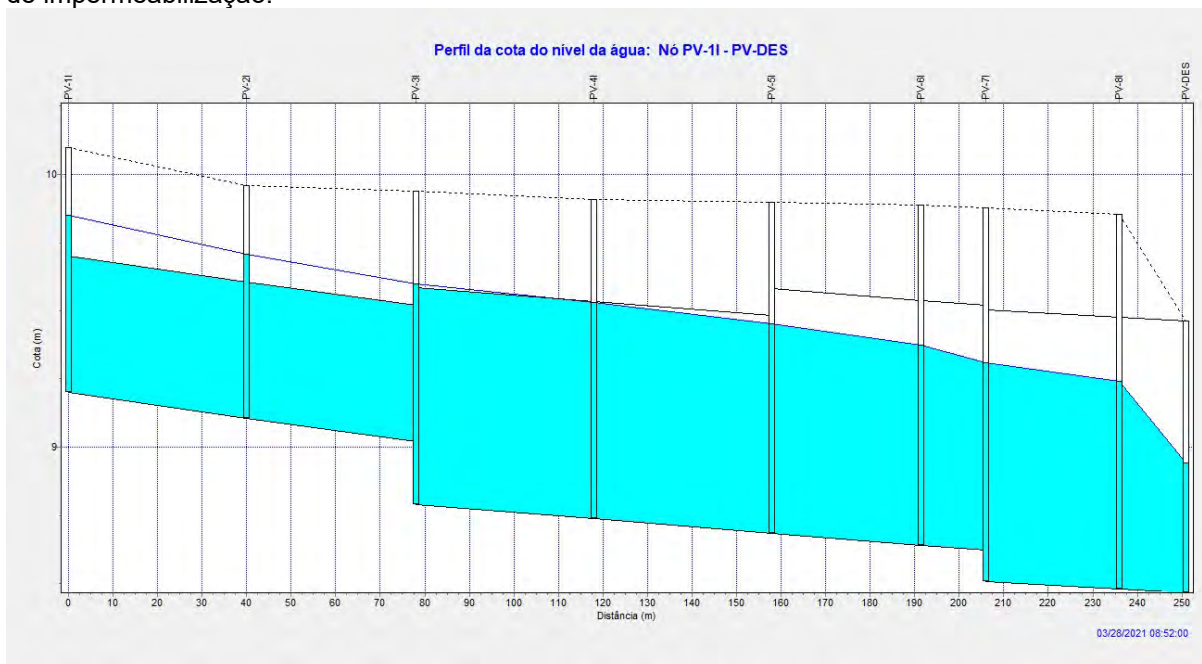
Figura 29 – Calibração do modelo SWMM com o transbordamento do PV 1I para a chuva de 12/03/2016



Fonte: Autor

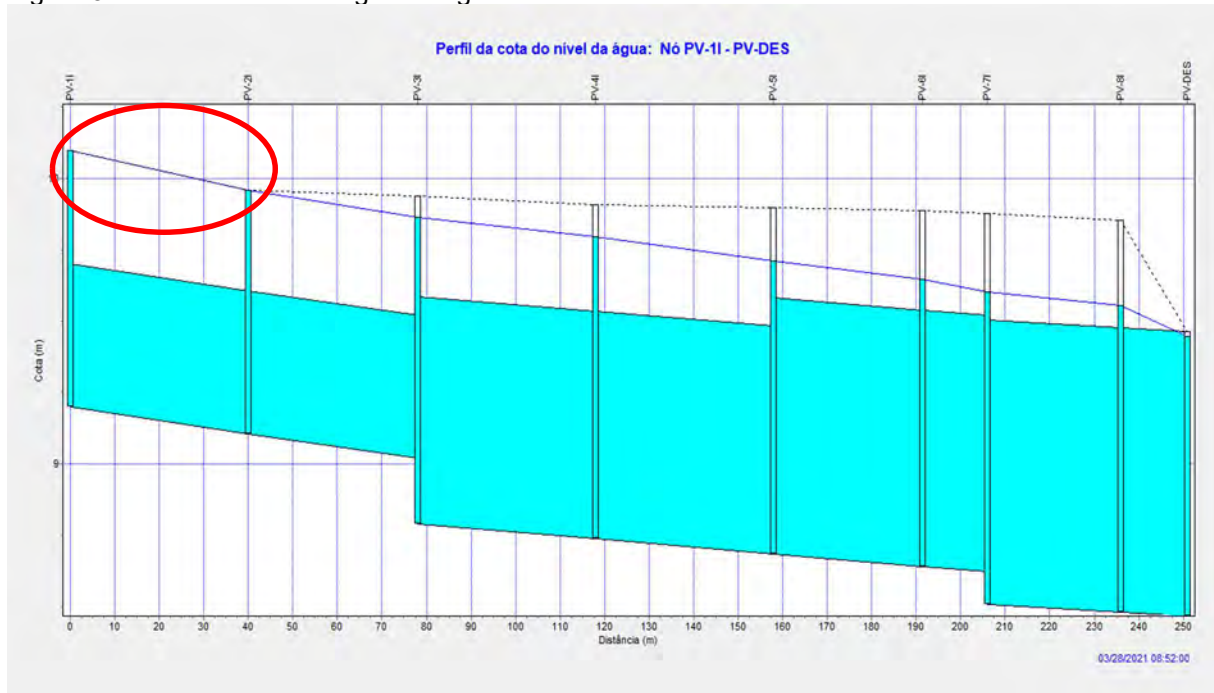
O enchimento dos PVs 1I e 2I (Figura 31) estimado pela modelagem ocorreu em torno das 20 h do dia 12/03/2016 de modo similar ao noticiado por reportagem no RJ1 da TV Globo, pela repórter Fernanda Grael (GRAEL, 2016), (Figura 25).

Figura 30 – Perfil de linha d'água das galerias sem transbordamento antes da calibração do coeficiente de impermeabilização.



Fonte: Autor

Figura 31 – Perfil de linha d'água das galerias com transbordamento e calibrado



Legenda: em vermelho – PVs 11 e 21 após a calibração.

Fonte: Autor

Outra calibração necessária foi a condição de contorno de jusante, adotada como a altura de escoamento normal no PV de deságue.

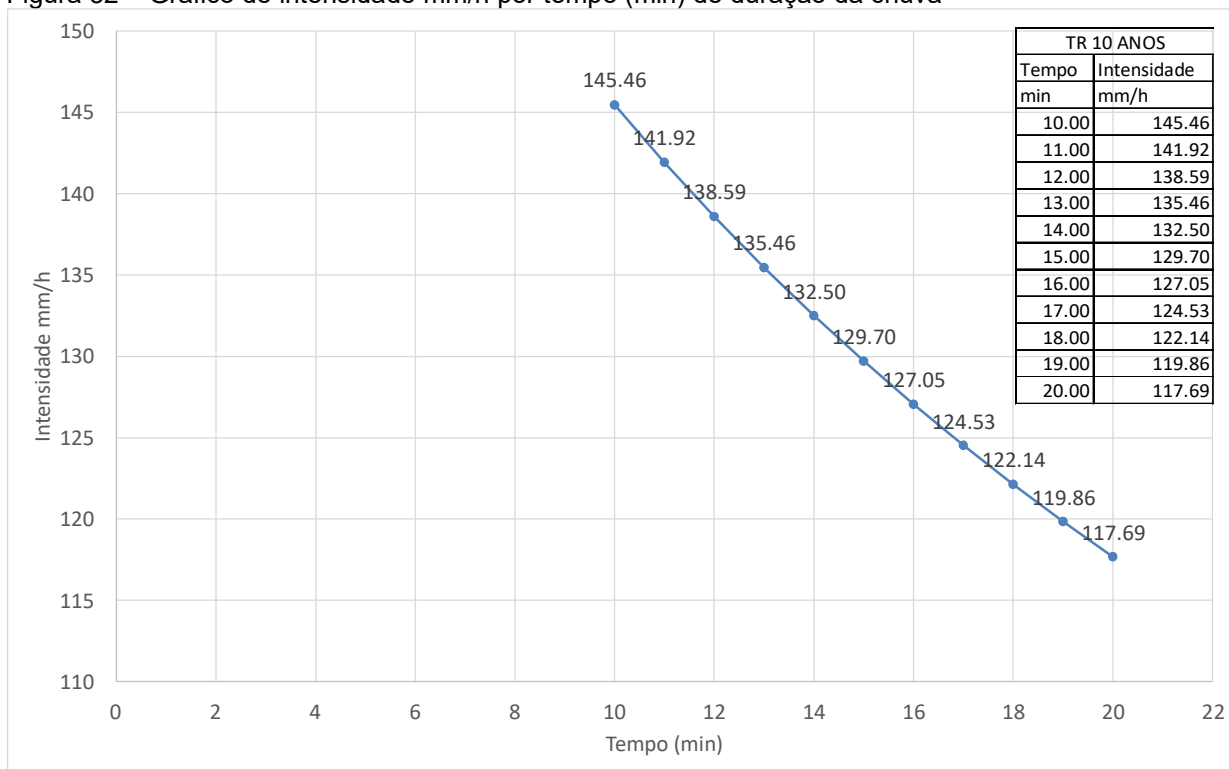
Após a calibração, foram então realizadas simulações sem e com a implantação de MRs, para o TR de 10 anos, de forma a avaliar a capacidade de amortecimento de cheia dos MRs projetados.

Modelagem hidráulica e hidrológica com SWMM na área de estudo com modelo calibrado sem MRs

Após a calibração do modelo SWMM foi realizada a simulação para um TR de 10 anos com a equação atualizada (BRAGA et al., 2018), e avaliado o desempenho da rede.

Foi considerada uma precipitação com duração mínima de 10 minutos (normalmente utilizado em estudos de SMU e compatibilizado com o estudo da Rio-Águas no ANEXO A), e máximo de 20 minutos, com variação da intensidade em mm/h de acordo com o tempo (Figura 32). Esse tempo máximo foi definido, devido ao tempo de percurso calculado no modelo SWMM com as condicionantes de cada uma das sub-bacias e de toda a rede de drenagem.

Figura 32 – Gráfico de intensidade mm/h por tempo (min) de duração da chuva

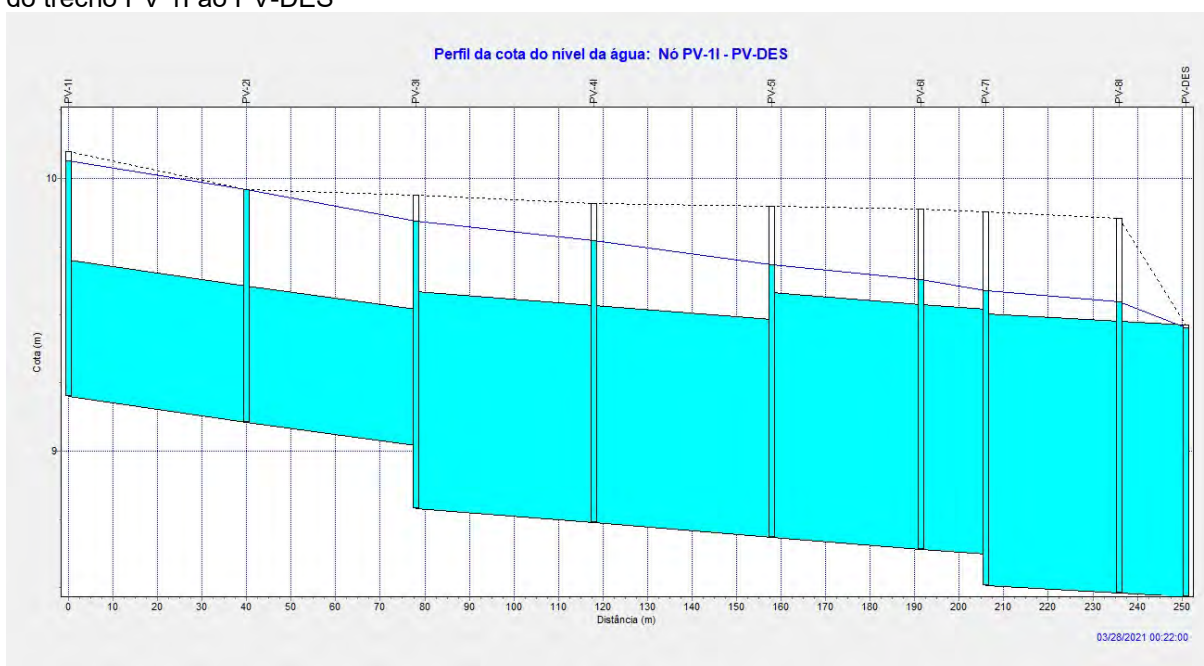


Legenda: Dados de entrada para o modelo SWMM.

Fonte: Autor

Para estas condições, a galeria apresentou um comportamento de enchimento e de regime de escoamento forçado nos PV's 1l ao deságue (PV-DES), aos 22 minutos, mais a montante, de acordo com a Figura 33.

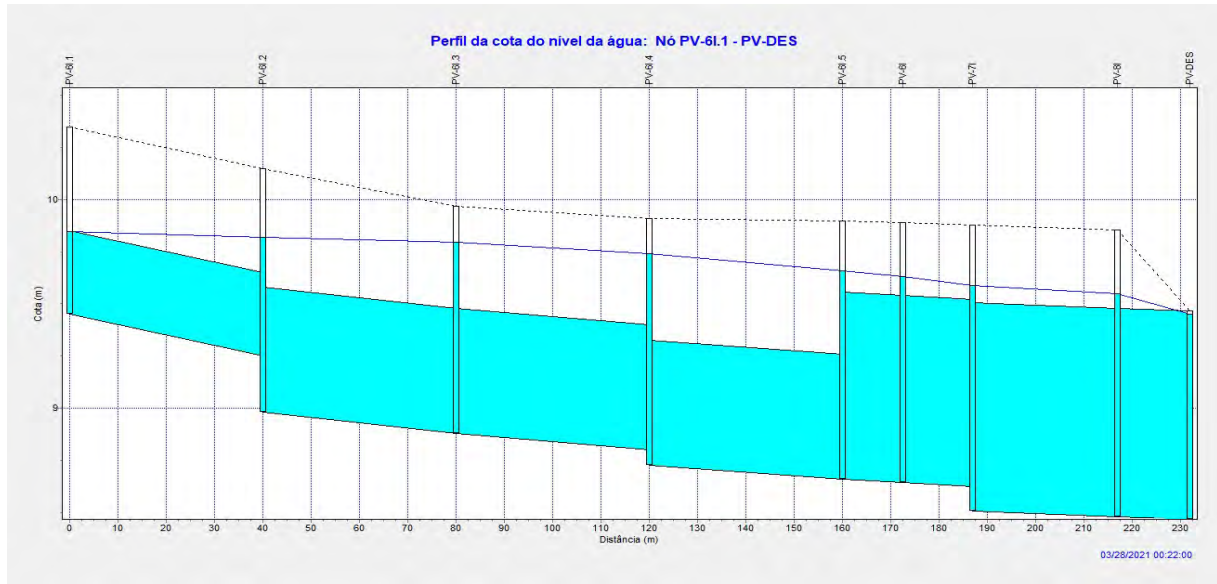
Figura 33– Perfil de linha d'água para TR 10 anos aos 22 minutos, enchimento mais crítico do trecho PV 1l ao PV-DES



Fonte: Autor

O subtrecho do PV 6I.1 ao PV DES apresentou escoamento forçado nos trechos entre o PV 6I.2 e o PV 6I.5, conforme apresentado no perfil de linha d'água na Figura 34.

Figura 34- Perfil de linha d'água para TR 10 anos aos 22 minutos, enchimento mais crítico entre os trechos PV 6I.1 e PV-DES



Fonte: Autor

De acordo com resultados expressos e a calibração realizada, constata-se que algumas galerias (trechos) da rede não atenderam aos critérios/condições recomendados pela (RIO-ÁGUAS, 2019b) (Quadro 4).

A metodologia utilizada neste cálculo pelo SWMM considera o remanso e os controles hidráulicos, como afogamento nos PV's ao longo da rede analisada, além das perdas de carga hidráulica na entrada e saída por singularidade nas transições entre os PV's. por outro lado, esses aspectos não são observados no cálculo com base na metodologia/planilha da Rio Águas (2010) (ANEXO A), que considera o escoamento uniforme e, não hidrodinâmico como calculado pelo SWMM.

3.7.1 Metodologia de implementação da modelagem na área de estudo para um TR de 10 anos com o modelo calibrado com amortecimento dos MRs intralotes pelo modelo hidráulico e hidrológico SWMM

De acordo com a metodologia apresentada, foi elaborada outra modelagem considerando a implantação de MRs nos lotes com telhados de áreas acima de um valor mínimo de 50m², com a finalidade de promover um amortecimento de cheias, atenuar os afogamentos dos PV's e aliviar as galerias que funcionam como conduto forçado, de acordo com a modelagem realizada (Figura 33 e Figura 34).

Para a modelagem com a implantação de MRs, foi necessária a adoção de premissas para a modelagem hidráulica, como:

- Levantamento para implantação de MRs em todos os lotes que possuíam telhados acima de 50 m² e máxima de 610 m², conforme as geometrias dos telhados da área de estudo. Além da presença de poucos lotes (apenas 3), com área de telhado inferior a 50 m², considerou-se que pouco auxiliariam no amortecimento da rede de drenagem por captar volumes reduzidos para amortecimento/armazenamento nos MRs. A variação de área de telhado foi a cada 10 m² entre áreas com a finalidade de elaborar uma metodologia mais automatizada sem pequenas variações.

- A vazão afluente de cada telhado foi determinada em função da área de telhado multiplicada pela intensidade de chuva, conforme o método racional de transformação de chuva vazão;

- O MR padrão adotado para todos os lotes possui capacidade total de 5000 litros e capacidade de armazenamento de 4.413 litros. Esta capacidade é inferior à máxima, devido ao MR possuir orifício de 15 cm na parte superior, como extravasor do sistema de armazenamento;

3.7.2 Levantamento para implantação de MRs em lotes que possuíam telhado na área de estudo acima ou igual a 50 m²

3.7.2.1 Telhados nos lotes

Com auxílio dos softwares Google Earth Pro (2021) e AutoCad® da Auto Desk (2021), foi realizado o levantamento das áreas de telhados na área de estudo, conforme a Figura 35 e o APÊNDICE A. O limite das bacias foi compatibilizado com o projeto disponibilizado pela Rio Águas, apresentado na Figura 19.

Figura 35 - Região de estudo



Fonte: Baseado em Imagem do Google Earth Pro.

Legenda: hachura em amarelo referente ao levantamento da área dos telhados.

Foram levantadas 146 áreas de telhado em lotes, totalizando 19.311 m² de área de telhado, conforme a tabela no APÊNDICE A. Estas áreas foram descontadas das áreas das sub-bacias nos trechos dos PVs estudados. Conforme já mencionado anteriormente, os telhados inferiores a 50 m² foram descartados.

De acordo com o levantamento das áreas, foi calculada a vazão afluente dos telhados por meio do Método Racional, pois o software SWMM, na célula de “Reservatório” a afluição pode receber um hidrograma ou uma vazão. Neste trabalho optou-se por inserir vazão na célula de reservatório para que a intensidade de chuva na rede seja a mesma de todos os MRs no modelo de chuva vazão e nos mesmos intervalos da rede de drenagem. O SWMM na célula de reservatório realiza o balanço hídrico e transforma a vazão em volume acumulado.

Para a transformação de chuva vazão afluente aos MRs, foi utilizado o Método Racional. As áreas de contribuição apresentam valores inferiores a 2 km² (TUCCI, 2009), adotando-se o método racional para determinação das vazões de contribuição referente aos telhados, apresentado a seguir na equação (11):

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad (11)$$

Onde:

Q = vazão, em (m³/s)

C = coeficiente de escoamento superficial (adimensional)

I = intensidade de chuva em (mm/h)

A = área de drenagem, em (ha)

Para obter a vazão em l/s, pois o SWMM somente aceita como dado de entrada para reservatórios esta unidade, a equação (11) foi simplificada para a transformação de chuva vazão conforme a equação (12).

$$Q = 2,778 \times 10^{-4} CIA \quad (12)$$

Onde:

Q = vazão, em (l/s)

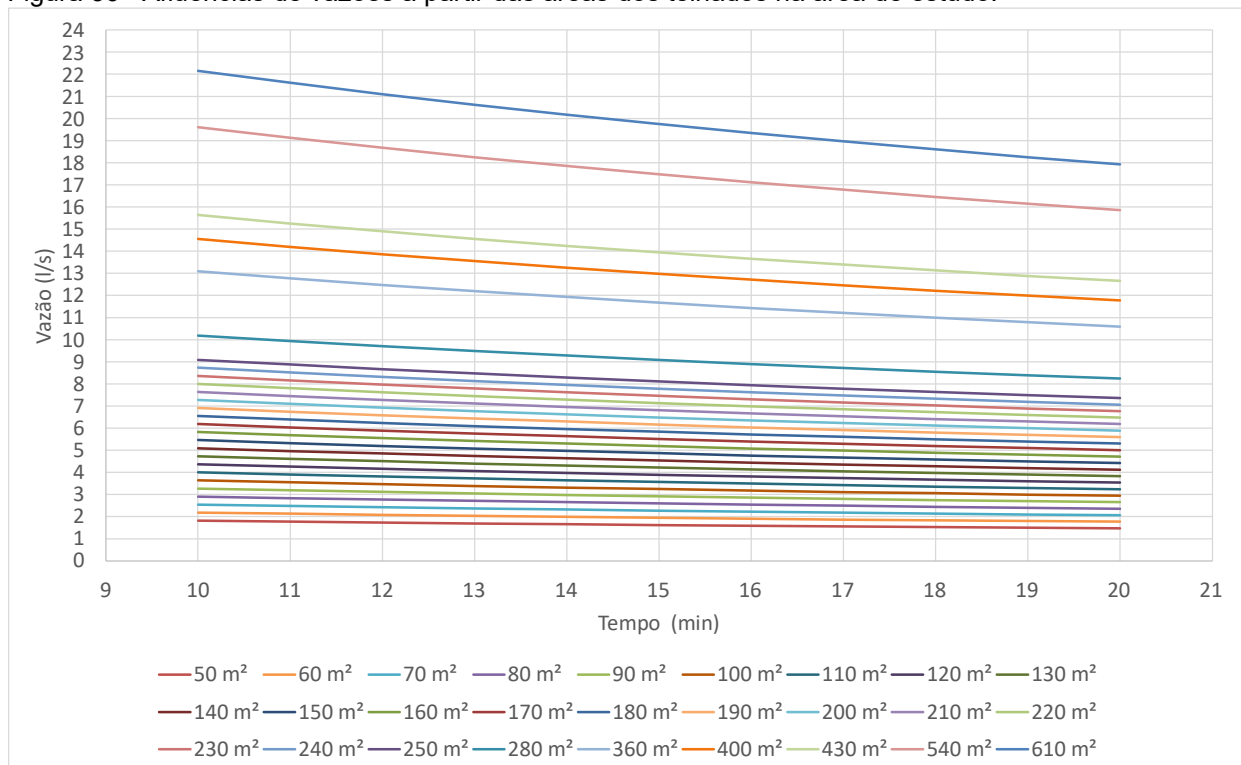
C = coeficiente de escoamento superficial (adimensional) para telhados foi adotado 0,90

I = intensidade de chuva, em (mm/h)

A = área da do telhado, em (m²)

As intensidades de chuva estão de acordo com a Figura 32, adotada para a modelagem da rede com a situação atual. A finalidade da adoção da mesma intensidade de chuva é a de avaliar as duas modelagens com MRs e sem MRs, bem como o amortecimento. A curvas com as afluições foi elaborada de acordo com os dados do APÊNDICE C as curvas de afluição dos MRs na Figura 36.

Figura 36– Afluições de vazões a partir das áreas dos telhados na área de estudo.



Fonte: Autor

De acordo com o modelo de chuva vazão e com as áreas levantadas, elaborou-se a metodologia de seleção de áreas de telhado na sub-bacia, entre 50 m² e 610 m², com variação a cada 10 m². As áreas acima de 300 m² foram lançadas de forma individual no modelo SWMM, pois eram menos numerosas conforme a análise estatística realizada entre as variações de áreas (Quadro 19) e a quantidade disponível de telhados. Foram considerados os valores máximos, médios, mínimos, quartil 3 (75% dos valores) e quartil 1 (25% dos valores) com a finalidade de elaborar um gráfico “*box plot*” (Figura 37 e

Figura 38). Os dados para a elaboração dos gráficos estão expressos no Quadro 19 e os resultados estatísticos nos Quadro 20 e Quadro 21.

Quadro 19 - Dados de quantidade de telhados com variação de áreas

Varição de área (m ²)	Quantidade telhados (un)	Área total de telhado (m ²)	Área total de telhado (%)
50 a 100	68	5340	27,6%
110 a 200	58	7900	40,8%
210 a 300	14	3260	16,8%
310 a 610	6	2880	14,9%
Total:	146	19380	100%

Fonte: Autor

Quadro 20 – Análise estatística da quantidade de telhados em função da variação de área (m²)

	50 a 100	110 a 200	210 a 300	300 a 610
Máximo	15,0	16,0	4,0	2,0
Q3 (75%)	14,3	8,0	3,0	1,0
Média	11,3	6,4	2,3	1,2
Q1 (25%)	10,0	3,0	1,3	1,0
Mínimo	6,0	2,0	1,0	1,0

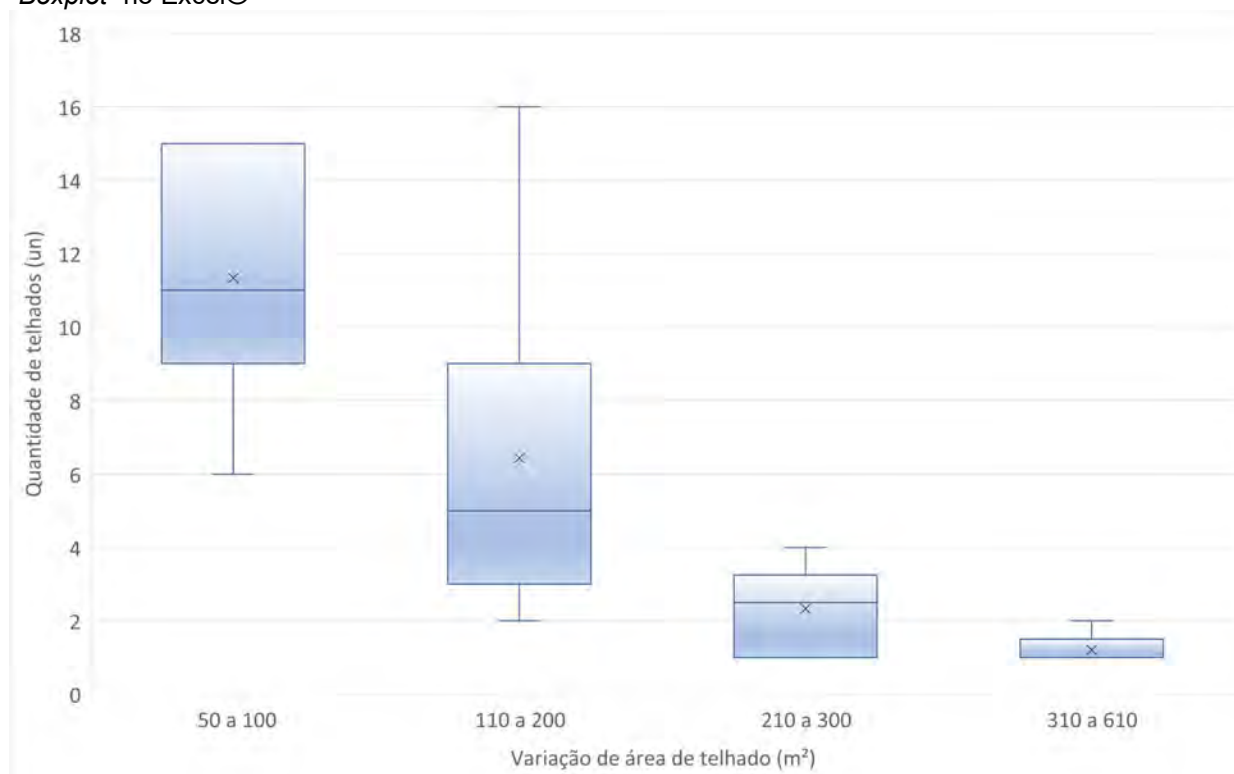
Fonte: Autor

Quadro 21 - Análise estatística da área total de telhados em função da variação de áreas (m²)

	50 a 100	110 a 200	210 a 300	310 a 610
Máximo	1500	1760	920	1080
Q3 (75%)	1125,0	1200,0	720,0	610,0
Média	890,0	877,8	543,3	576,0
Q1 (25%)	660,0	540,0	320,0	400,0
Mínimo	300,0	380,0	240,0	360,0

Fonte: Autor

Figura 37 - Análise estatística da quantidade de telhados em função da variação da área (m²) gráfico "Boxplot" no Excel®

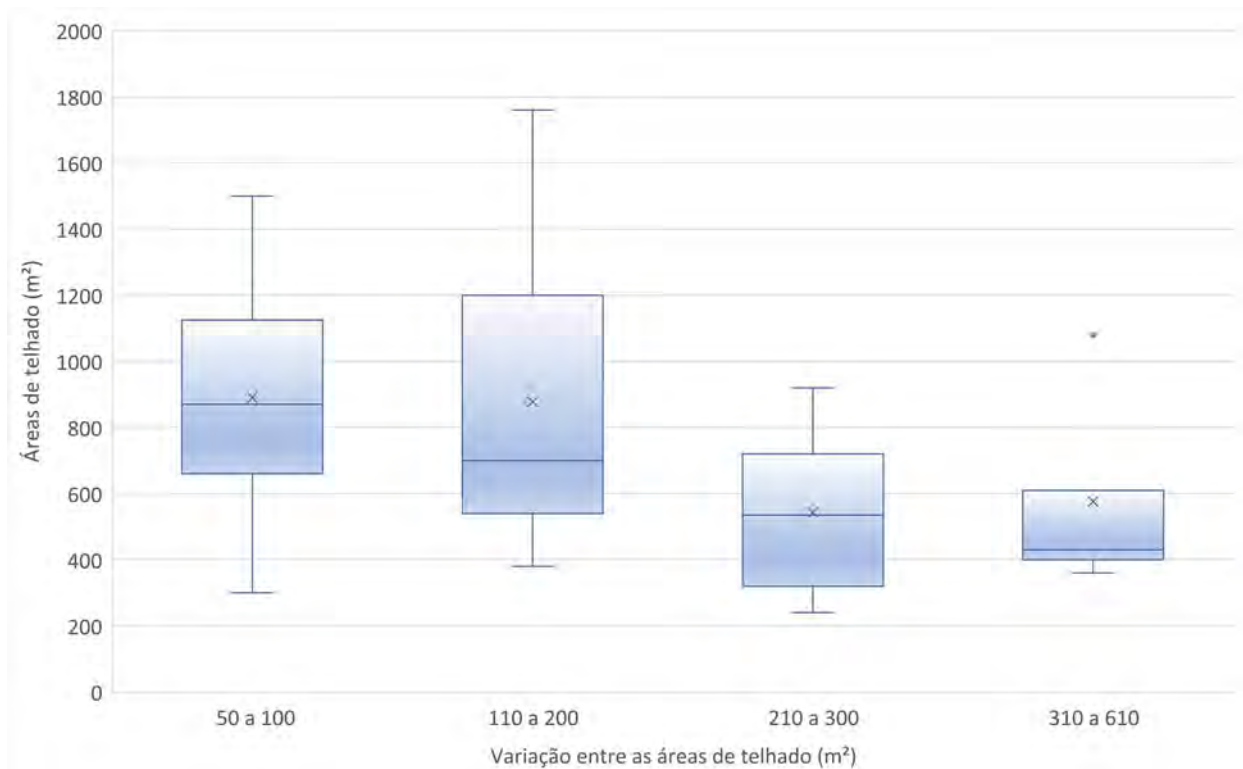


Fonte: Autor

A análise resultou em uma maior média e quantidades de áreas entre 50 a 100 m², porém uma maior quantidade de áreas unitárias entre 110 a 200 m², as duas variações somadas representam cerca de 68,3% das áreas levantadas (Quadro 19), foi realizada uma análise estatística em função das áreas levantadas, com a mesma variação supracitada. Pois os telhados com grandes dimensões acima de 200 m² apesar de poucos poderiam contribuir significativamente no amortecimento. As análises estão apresentadas no Quadro 21 e na

Figura 38.

Figura 38 - Análise estatística das áreas de telhados em função da variação da área (m²) gráfico “Boxplot” no Excel®.



Fonte: Autor

A análise resultou em uma maior média nas áreas entre 50 a 100 m², porém uma maior área entre 110 a 200 m², mas demonstram um maior equilíbrio nas médias (diferente do “boxplot” de quantidades), os valores no gráfico “boxplot” de áreas a mediana (linha dentro da caixa (“box”)), em sua maioria abaixo da média (a média representada com x), e está mais próxima do Q1 (maioria das áreas está na porção acima dos 25%, e), os telhados com grandes dimensões acima de 210 m², possuem significativa contribuição no levantamento realizado cerca de 31,7% do total e com áreas médias elevadas 543,3 e 576,0 (210 a 300 m² e 310 a 610m²). Percebe-se que na variação 310 a 610m² com apenas 6 unidades e um dos telhados de 610 m² (APÊNDICE B), contido no estudo, está enquadrado no 3 quartil de 75%, equivale a cerca de 6 áreas de telhado de 50m². E o valor máximo de 1080 (que representa apenas 2 telhados de 540 m² cada, conforme os dados expressos no APÊNDICE B), que significa um “outlier” no gráfico da

Figura 38 representa em números absolutos 20 telhados de 50 m² e um de 80m². As áreas na variação 310 a 610m² tem valores com discrepância (“outlier” da

Figura 38), porém valores de áreas significativos de 14,9% no estudo realizado. Por esta razão foram levantados separadamente e fora da metodologia automatizada.

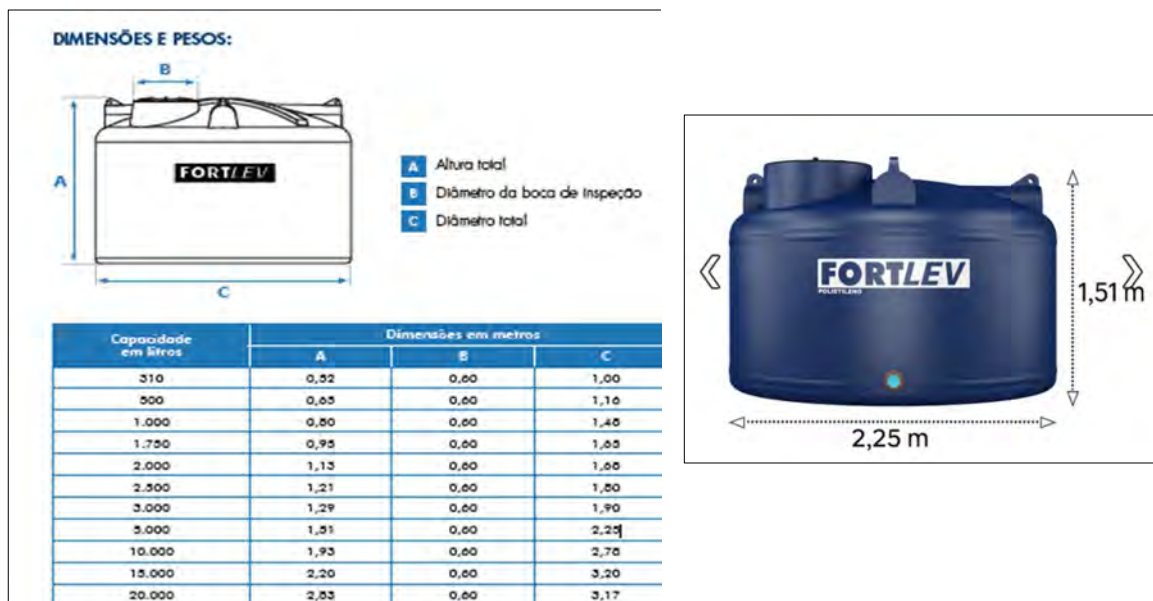
Conclui-se que telhados de dimensões abaixo de 200m² tem parcela grande (cerca 68,3%), importante nas áreas levantadas. Os telhados maiores que 210m² possuem uma contribuição de cerca de 31,7% em quantidades unitárias menores acarretando parcela de quase um terço, das áreas levantada este último de forma mais concentrada, com maior dispersão entre os valores e quantidades menos numerosas.

3.7.2.2 Reservatórios

O reservatório selecionado foi o modelo da empresa Fortlev, de 5.000 litros. O reservatório adotado foi selecionado devido ao seu pequeno tamanho, área de 3,94 m², de forma a ocupar pouco espaço em uma residência.

Outro fator considerado foi a sua facilidade de implantação sem necessidade de grandes obras com a finalidade de viabilizar a implantação em residências. De acordo com o catálogo técnico (FORTLEV, 2022), o reservatório possui as dimensões expressas na Figura 39.

Figura 39 - MR selecionado para área de estudo



Fonte: (FORTLEV, 2022).

De acordo com o reservatório selecionado e suas dimensões, foi calculada a área da seção circular com diâmetro interno de 2,24 m e a curva cota x área (equação (13)) acrescentada nas células de reservatórios do modelo SWMM de acordo com , o próprio modelo na célula de reservatório transforma a afluência em volume acumulado no reservatório.

Nesse trabalho foi utilizada uma única cota x área (Quadro 22), somente um modelo de reservatório de 5 m³. Foi elaborada a simulação com este reservatório com a finalidade de obter os volumes de armazenamento e aproveitamento de chuva em toda a rede.

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (13)$$

Onde:

D = diâmetro do reservatório (m);

A = área da do reservatório (m²) adotada 3,94m².

Para a altura de 1,27 m, considerando o reservatório um cilindro regular, possuímos o volume de 5 m³.

Quadro 22- Curva profundidade x área inserida na célula de reservatório do SWMM

Profundidade do MR (m)	Área MR (m ²)	Volume MR (m ³)
0	3,94	0,00
1	3,94	3,94
1,12	3,94	4,41
1,27	3,94	5,00

Fonte: Autor.

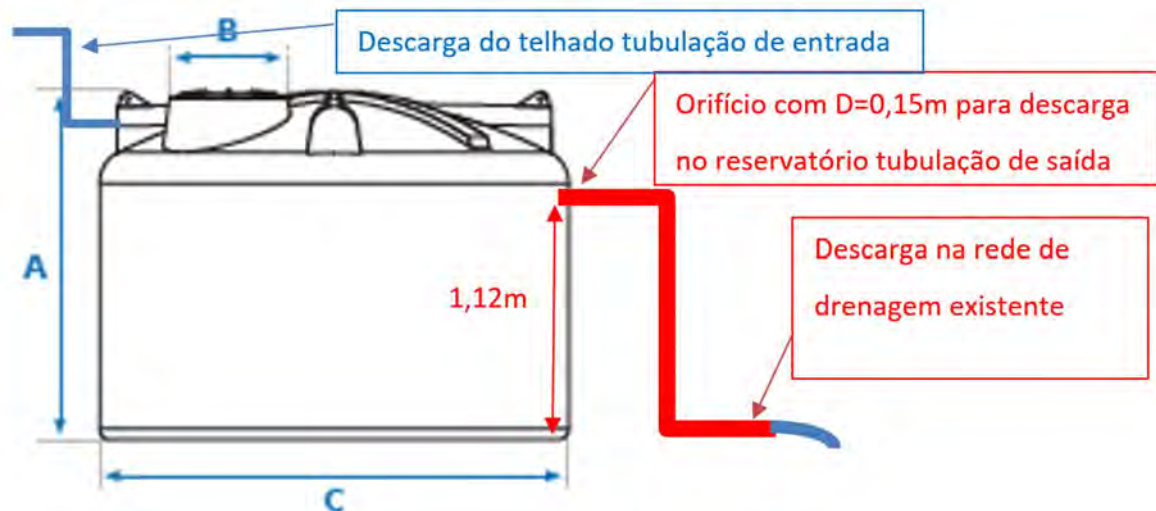
Os reservatórios são responsáveis pelo armazenamento da água de chuva captada para posterior utilização. Segundo Kraai et al. (2016), a capacidade e o tipo de reservatório são determinados por variáveis, como: quantidade de chuva, demanda de uso de água, duração entre eventos de chuva, coeficiente de escoamento superficial da área de captação, estética do tanque, disponibilidade de espaço e orçamento disponível.

Além disso, os reservatórios devem possuir: uma entrada de água, saída de água, tubo extravasor, escotilha de inspeção e meios de drenagem (Figura 40). Os reservatórios podem ser de aço, concreto, fibrocimento (cimento reforçado com aço), polietileno, fibra de vidro ou outro material inerte.

Com a finalidade de restituir a rede o escoamento excedente à capacidade do MR, colocou-se um orifício com 0,15 m de diâmetro na parte superior do reservatório, com sua geratriz inferior a 1,12 m do fundo (Figura 40), sendo a vazão calculada conforme a equação (14).

Devido ao posicionamento do orifício com sua geratriz inferior a 1,12 m no reservatório de 5.000 litros, o volume acumulado para aproveitamento de chuva no MR máximo na modelagem é de 4.413 litros.

Figura 40 – Croqui esquemático do posicionamento do orifício no MR



Fonte: (FORTLEV, 2022) (alterado pelo autor).

$$Q = AC_d\sqrt{2gh} \quad (14)$$

Onde:

Q = vazão no orifício, em (m³/s ou Qx1000 [l/s])

C_d = coeficiente de descarga = adotado 0,65, adimensional

A = área do orifício, em (m²)

h = diferença das alturas através do orifício, entre ao eixo e o poço de visita na rede (m)

(DRUMOND; COELHO; MOURA, 2014) realizaram trabalhos experimentais e alcançaram valores de C_d na ordem de 0,88 a 0,96 para MRs em experimentos em laboratório na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Estes valores foram obtidos para tubos com comprimentos curtos (entre 15 cm e 25 cm) e diâmetros na ordem de 0,020 m a 0,075 m, inferiores ao 0,15 m ora adotado.

De acordo com (PORTO, 2006), para um orifício de 0,15 m de diâmetro, com comprimento de tubulação em concreto L igual a 6 m e arestas vivas, o valor é 0,64. Porém, adotou-se 0,65 devido à tubulação estimada, ser do material de PVC (policloreto de vinila), e com arestas vivas, conforme os dados inseridos no SWMM (Figura 41). Desta forma, esse trabalho optou por adotar um coeficiente mais conservador devido às incertezas em toda a rede sobre o real posicionamento dos reservatórios em cada lote.

Figura 41 – Dados do orifícios do coeficiente de descarga do Cd nos orifícios colocado no SWMM para elaboração da modelagem hidráulica na célula do MR

D(m)→	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,50
L(m)↓									
3	0,74	0,80	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76
6	0,64	0,74	0,77	0,78	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75
9	0,58	0,69	0,73	0,75	0,76	0,76	0,76	0,75	0,74
12	0,53	0,65	0,70	0,73	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74
15	0,49	0,62	0,68	0,71	0,72	0,73	0,73	0,73	0,73
18	0,46	0,59	0,65	0,69	0,71	0,72	0,72	0,72	0,72
21	0,43	0,57	0,63	0,67	0,69	0,70	0,71	0,71	0,71
24	0,41	0,54	0,61	0,65	0,68	0,69	0,70	0,70	0,71
27	0,39	0,52	0,60	0,64	0,66	0,68	0,69	0,70	0,70
30	0,37	0,51	0,58	0,62	0,65	0,67	0,68	0,69	0,70
33	0,36	0,49	0,56	0,61	0,64	0,66	0,67	0,68	0,69
36	0,35	0,48	0,55	0,60	0,63	0,65	0,66	0,67	0,68
39	0,33	0,46	0,54	0,59	0,62	0,64	0,65	0,66	0,68
42	0,32	0,45	0,53	0,58	0,61	0,63	0,65	0,66	0,67

Fonte: (PORTO, 2006)

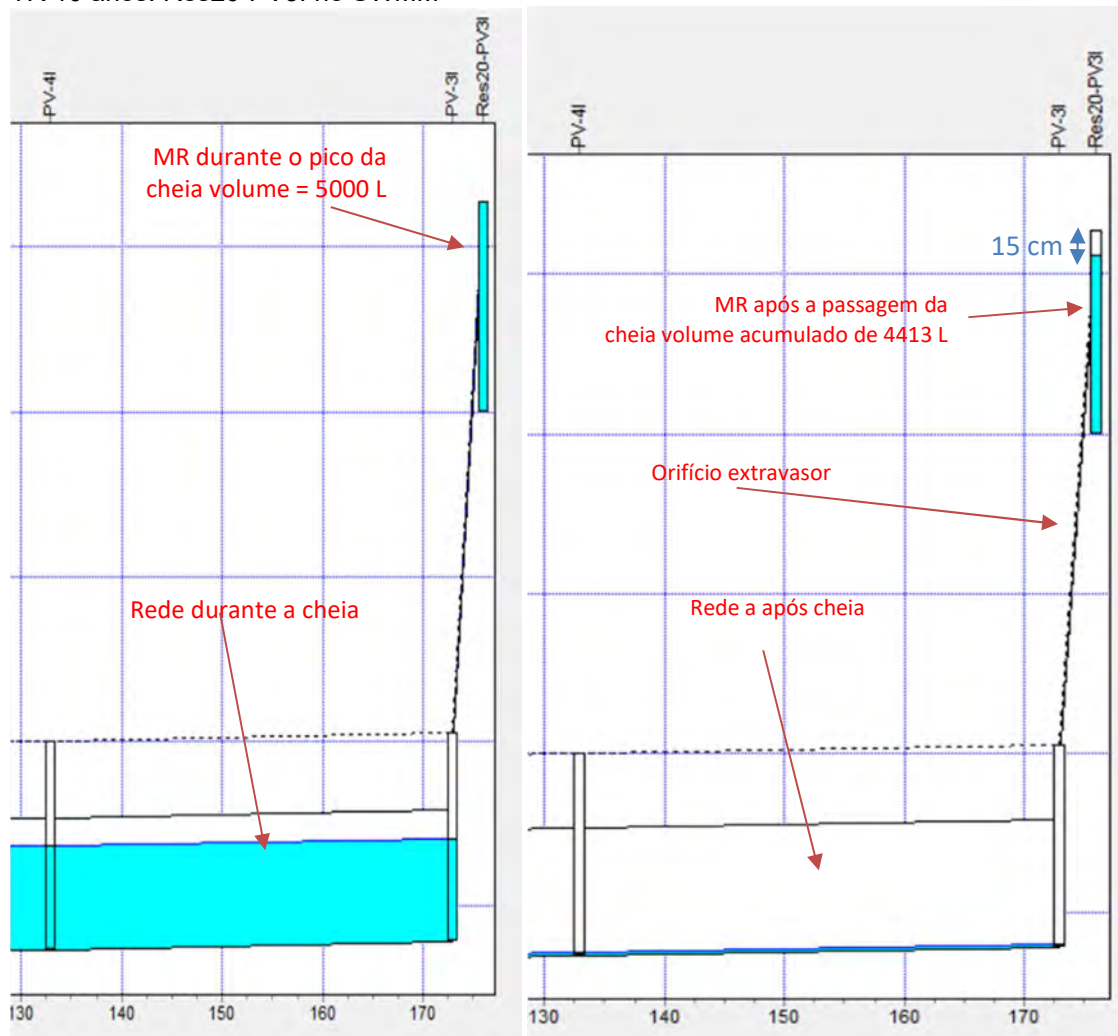
O objetivo deste orifício de maior dimensão é o não transbordamento dos MRs durante a passagem da cheia de 10 anos de período de retorno.

Os MRs somente extravasam atingem os 5.000 litros caso a afluência de vazão ultrapasse a capacidade de acumulação, extravasando para as redes de drenagem existentes.

Ou seja, no caso da região estudada, este fenômeno pode durar em torno de 30 minutos. Após a passagem da cheia, cessa o extravasamento quando os níveis d'água dos reservatórios retornam para cotas inferiores a do orifício extravasador. e o volume potencial acumulado de chuva para reaproveitamento é de 4.413 litros, (Figura 42).

Este fenômeno só ocorre em telhados que as afluências acumuladas ultrapassam a capacidade de 4.413 litros, os demais acumulam os volumes inferiores de forma variada em toda a rede.

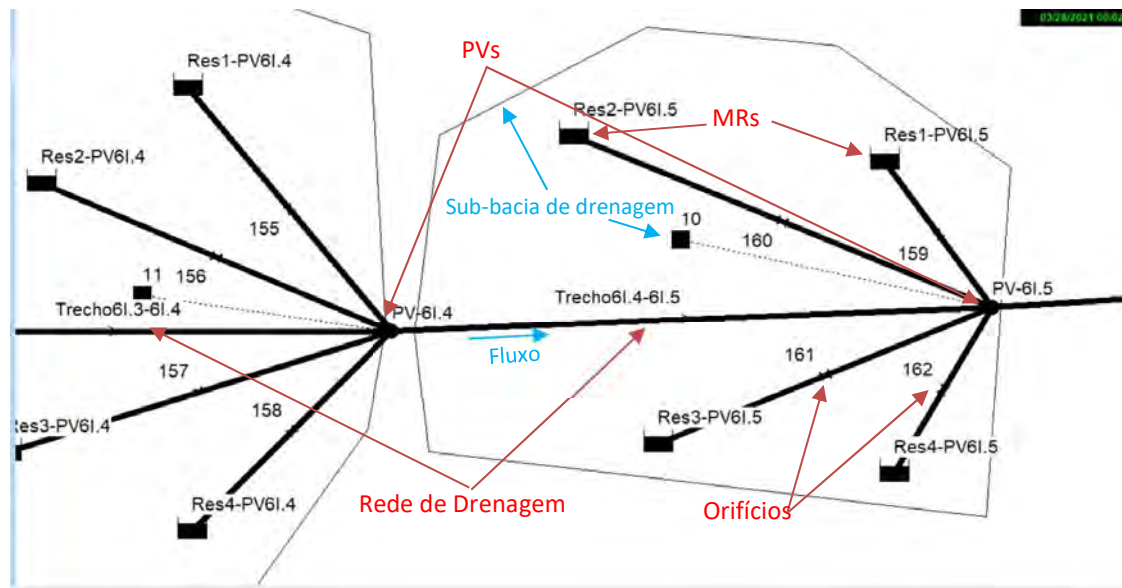
Figura 42– Avaliação das condições de contorno do MR no pico da cheia e após a passagem da cheia de TR 10 anos. Res20-PV3I no SWMM



Fonte: Autor.

Todos os MRs, na modelagem hidráulica, possuem orifício e geometria, de modo que foram elevados com sua cota de fundo (El 12,00 m). Esta cota é 1,65 m acima da cota superior do PV que possui sua maior elevação na rede de drenagem (El 10,35 m do PV6I.1), impossibilitando que os níveis d'água na rede de drenagem afoguem a saída dos orifícios (El 13,12 m) e evitando controles hidráulicos a jusante. Assim, foi possível realizar o amortecimento de 146 MRs com as geometrias na rede de drenagem, conforme o exemplo da Figura 43.

Figura 43– Exemplo de modelagem no SWMM, com quatro MRs e os orifícios sendo direcionados para um PV (PV-6I.5).



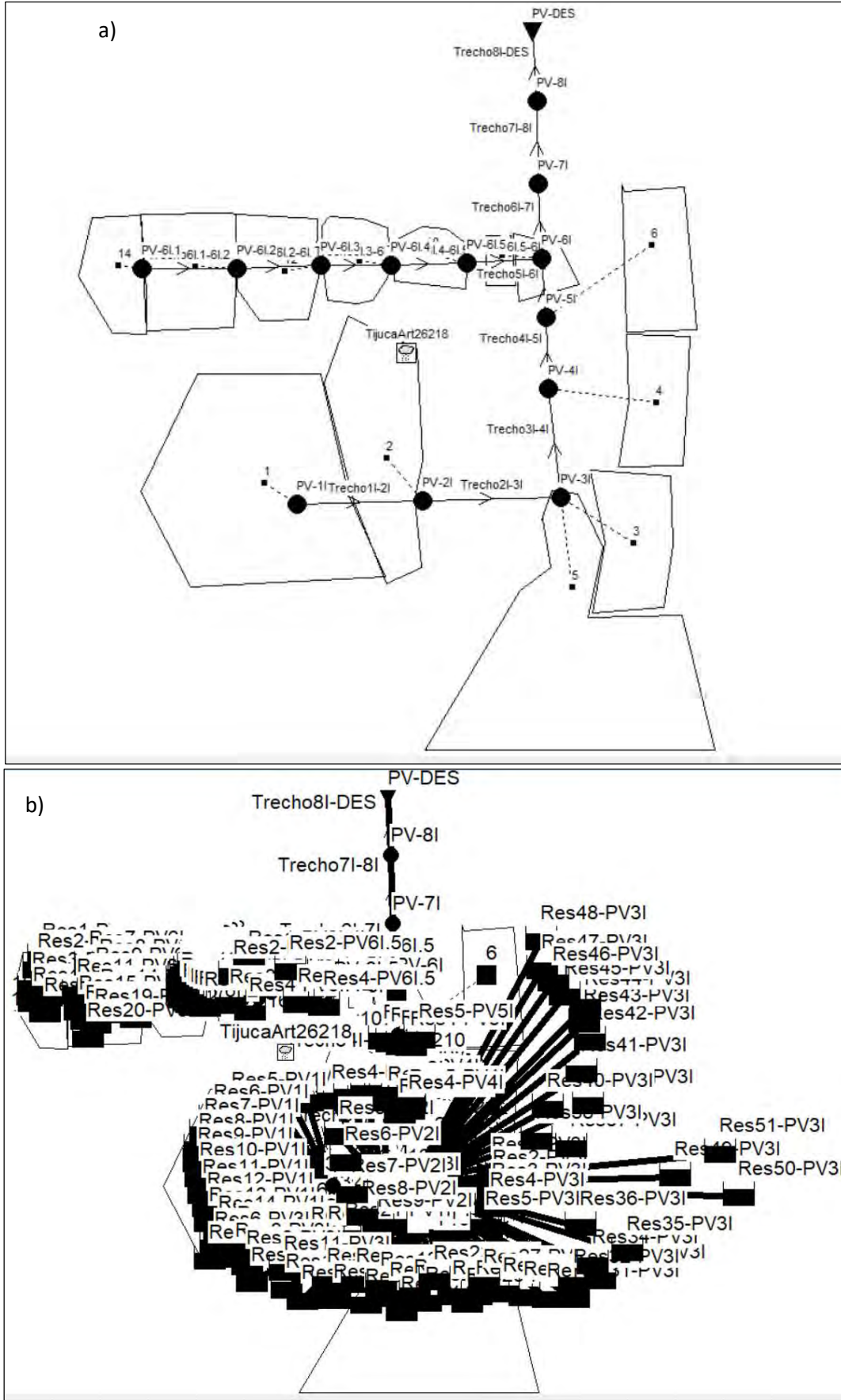
Fonte: Autor.

De acordo com os dados de entrada adotados, foram realizadas as simulações na rede, utilizando o modelo de propagação de fluxo onda dinâmica.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Considerando a alternativa de amortecimento na rede de drenagem que possui 13 PV's foram avaliados a rede sem e com a implantação a montante dos PVs os 146 MRs no SWMM conforme pode ser observado na Figura 44 a) e b), nos diagramas sem e com os MR.

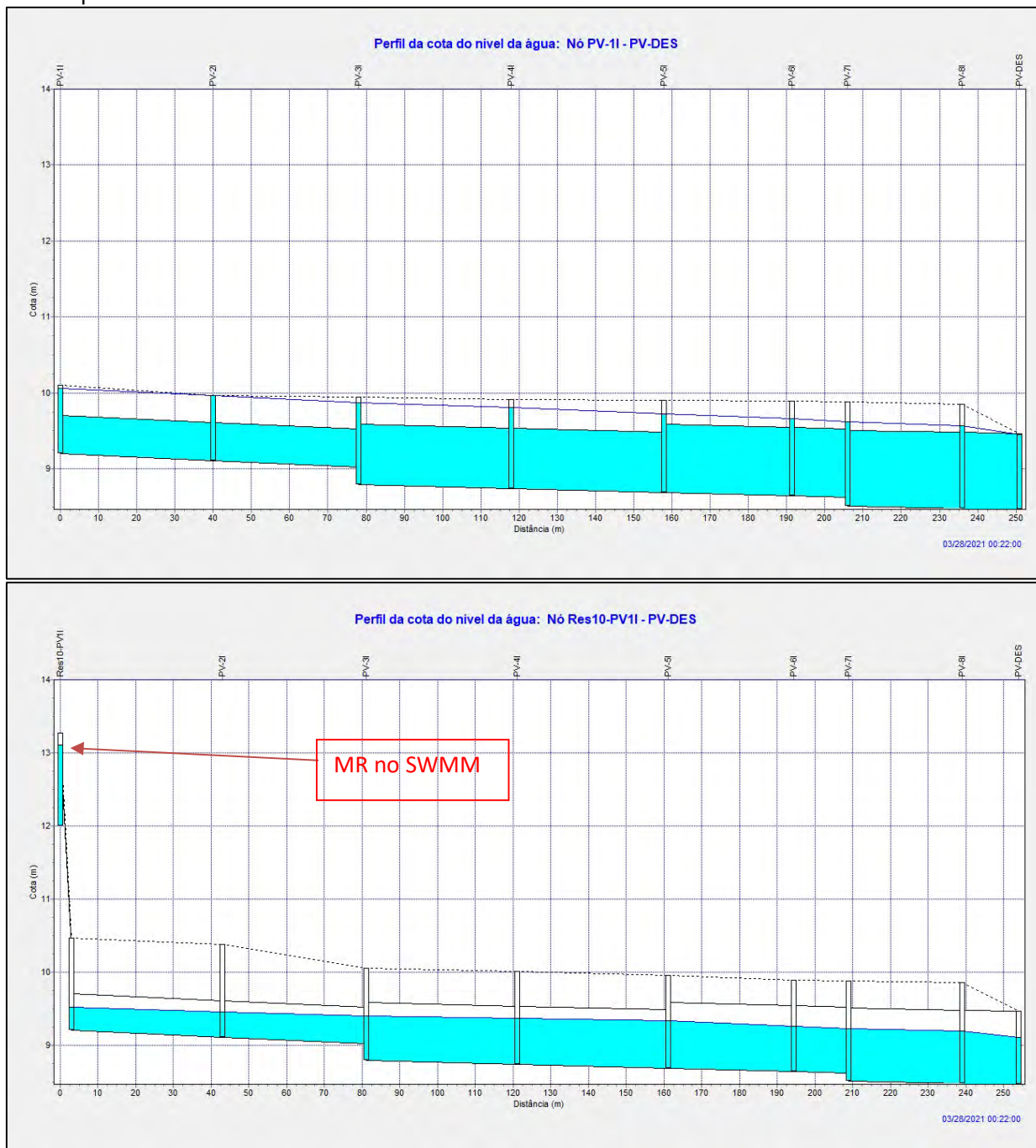
Figura 44 – Modelagem no SWMM sem MRs a) e com os 146 MRs (b)



Fonte: Autor

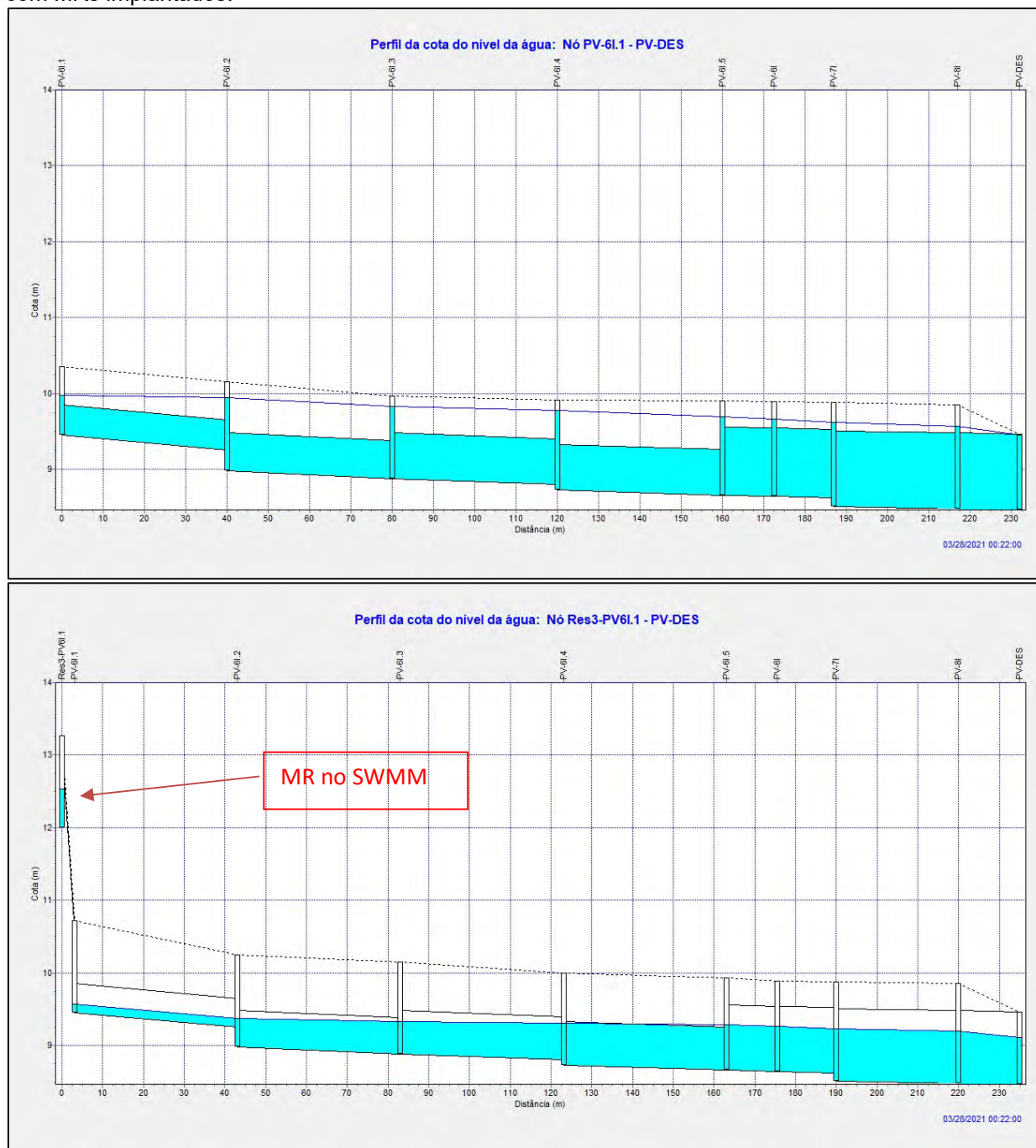
A partir da modelagem hidráulica, nota-se uma redução dos níveis d'água e no enchimento da rede e nos PV's com a implantação de MRs conforme apresentado nas Figura 45 e Figura 46.

Figura 45 - Perfil de linha d'água modelado no SWMM, para trecho PV-1I ao PV-DES, em MRs e com MRs implantados.



Fonte: Autor

Figura 46 - Perfil de linha d'água modelado no SWMM, para o subtrecho PV-6I.1 ao PV-DES, sem MRs e com MRs implantados.



Fonte: Autor

Os resultados indicam a implantação de uma metodologia de seleção de áreas potenciais de implantação de MRs em uma área de estudo, com a finalidade de realizar uma avaliação com modelagens hidráulicas e hidrológicas, a partir de ferramentas de modelagem matemática aplicada às redes de drenagem existentes, conforme o cadastro da Prefeitura do Rio de Janeiro e da Fundação Rio Águas.

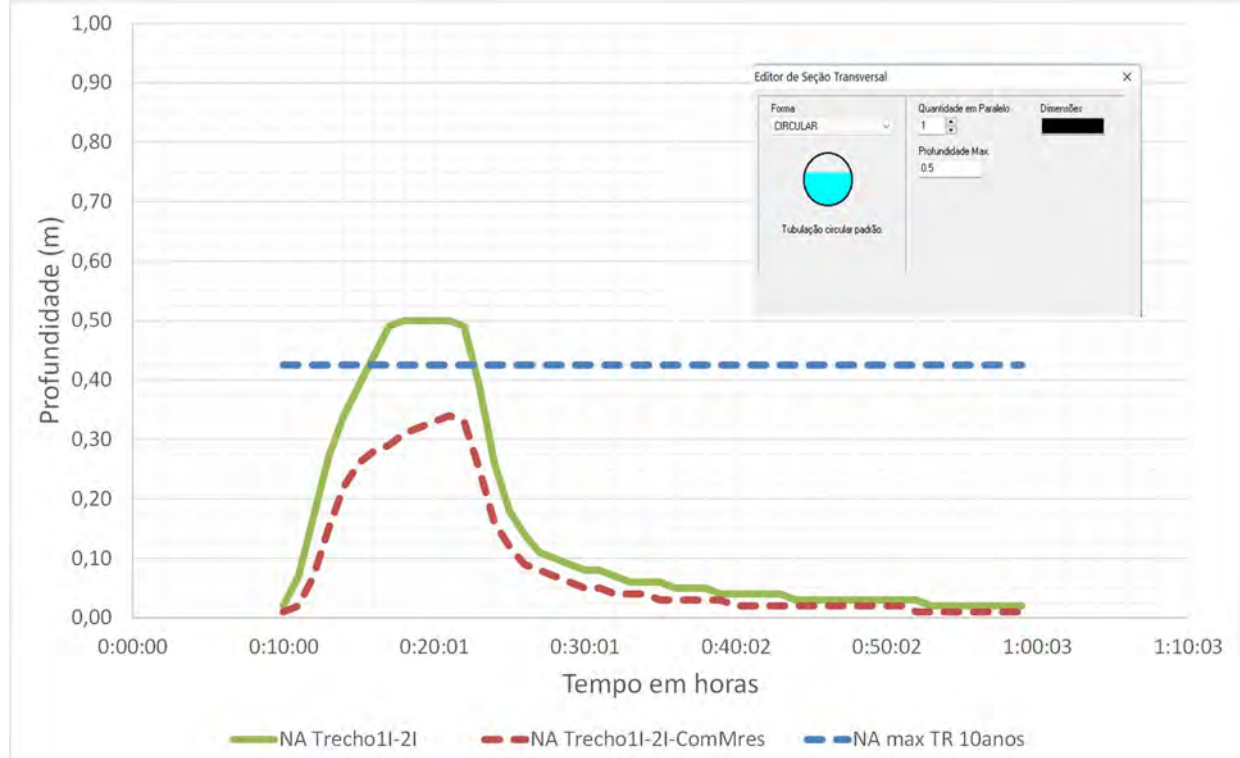
Em função dos dados e das ferramentas de modelagem hidráulica e hidrológica, obteve-se resultados de estimativa de volumes de MRs como medida compensatória dos efeitos da urbanização em cumprimento aos critérios de projeto para um TR de 10 anos.

A metodologia propõe também critérios de avaliação ao poder público da cidade do Rio de Janeiro, com medidas compensatórias visando a diminuição na taxa do IPTU, por exemplo, caso as construções adotem MRs nos lotes, para atenuação dos picos de cheias.

4.1 Resultados em função da profundidade nas galerias existentes em área de drenagem de sub-bacia da Tijuca, Rio de Janeiro

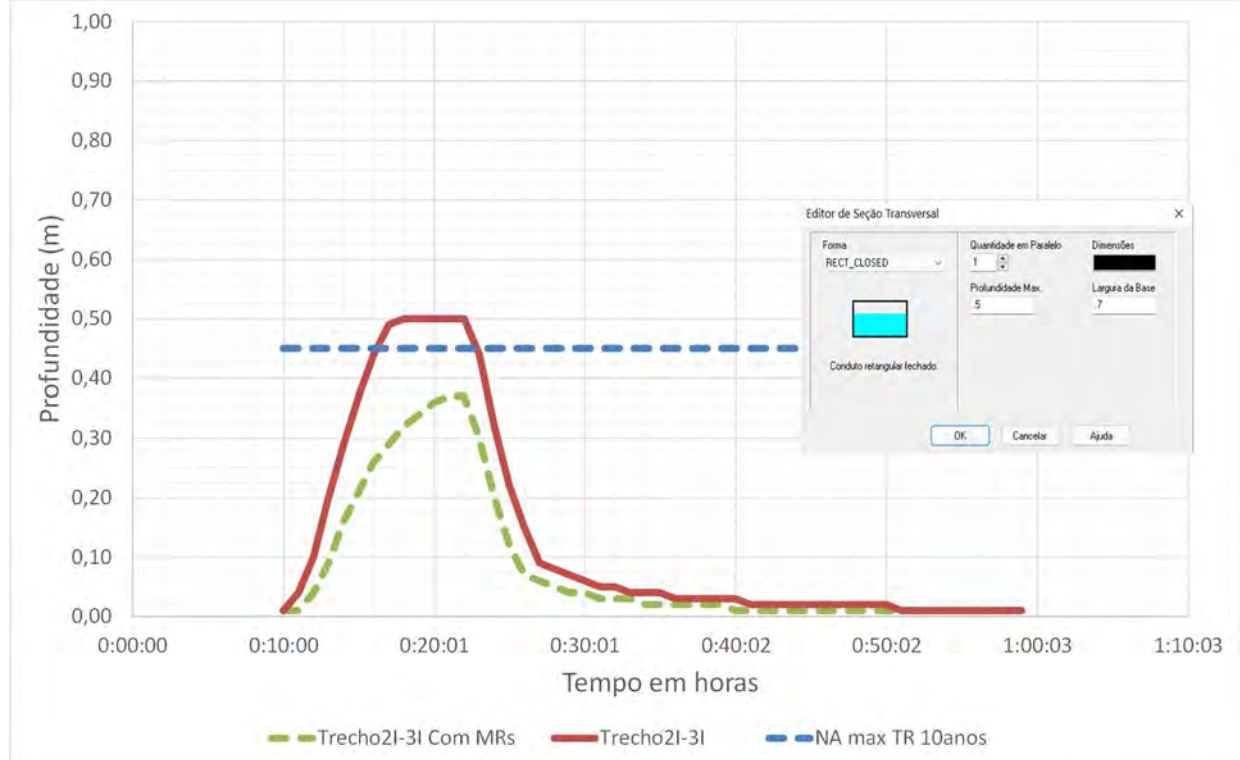
De acordo com o critério da (RIO-ÁGUAS, 2019b), nos estudos com MRs na sub-bacia na Tijuca para SMU a recorrência adotada é de 10 anos (Quadro 3) para galerias fechadas com a relação Y/D não superior à 0,90 para seções retangulares e 0,85 para seções circulares (Quadro 4). Esta relação está representada nos resultados na legenda NA max TR 10 anos das Figura 47 a Figura 59.

Figura 47 – Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 11 e 21.



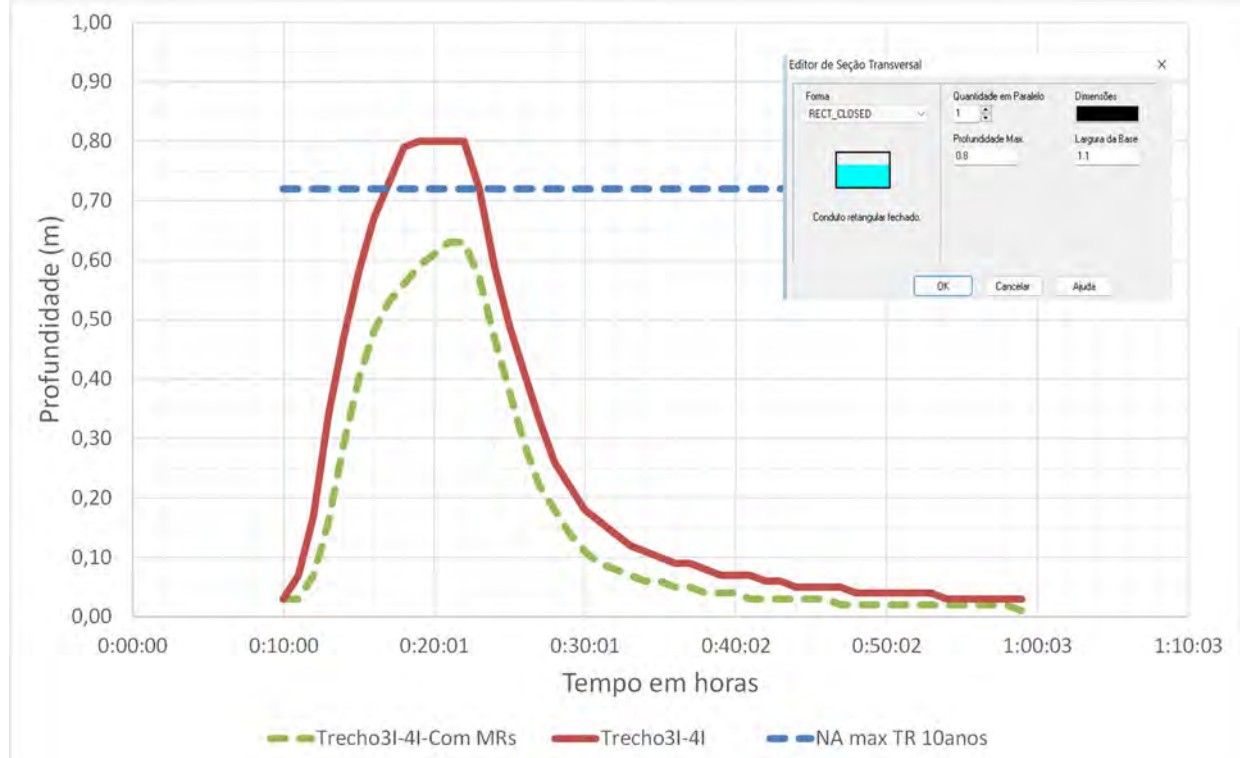
Fonte: Autor

Figura 48 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 2I e 3I



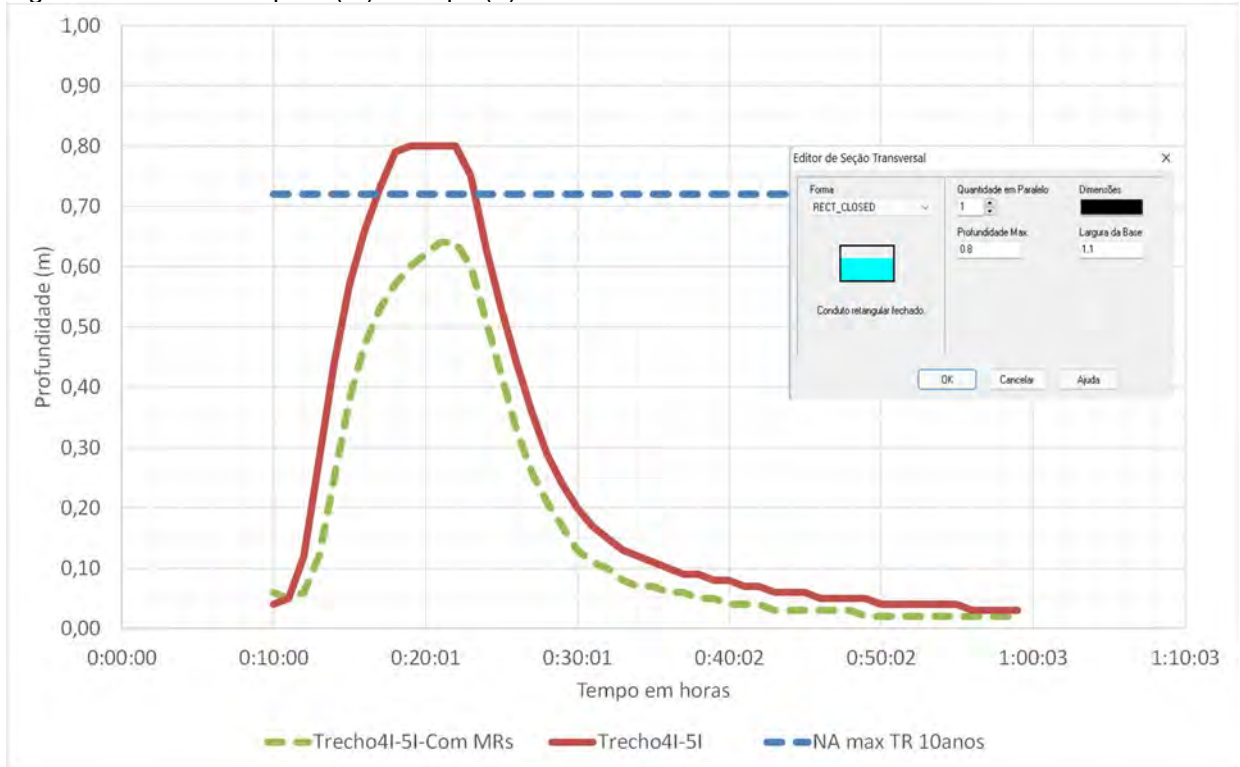
Fonte: Autor

Figura 49- Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 3I e 4I.



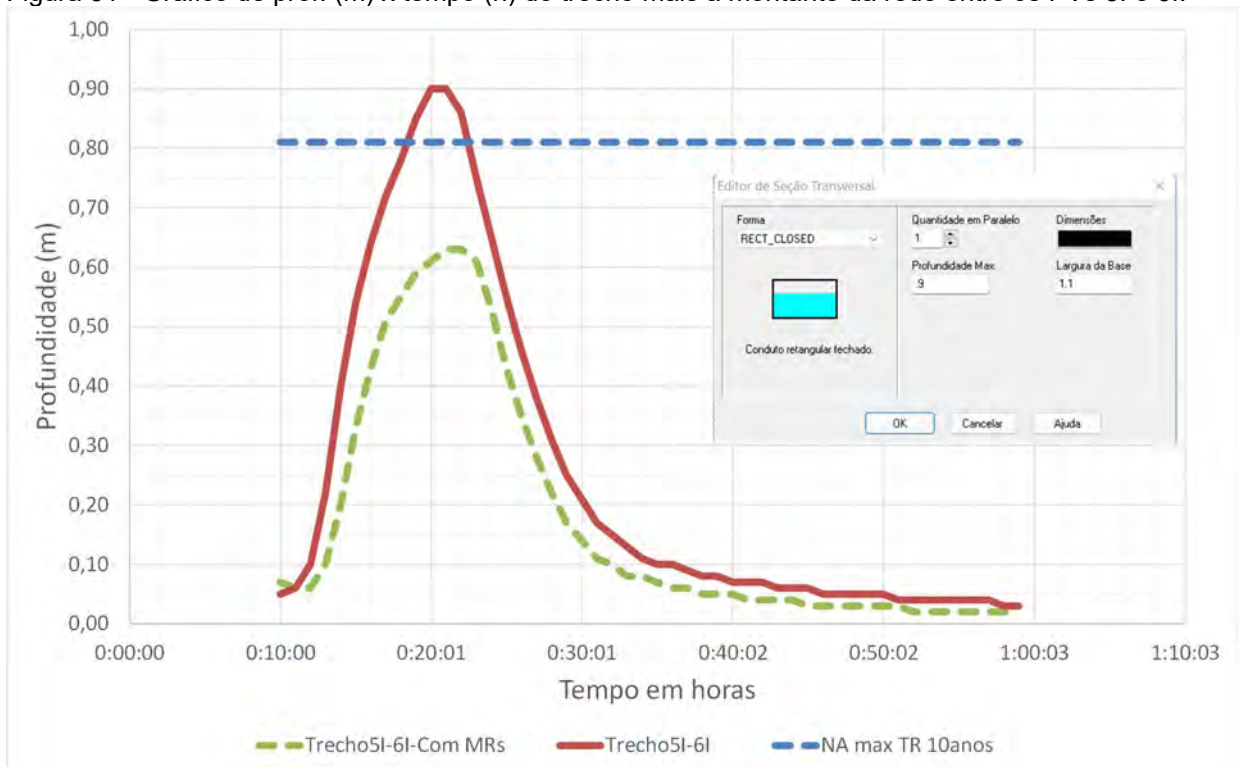
Fonte: Autor

Figura 50 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 4I e 5I.



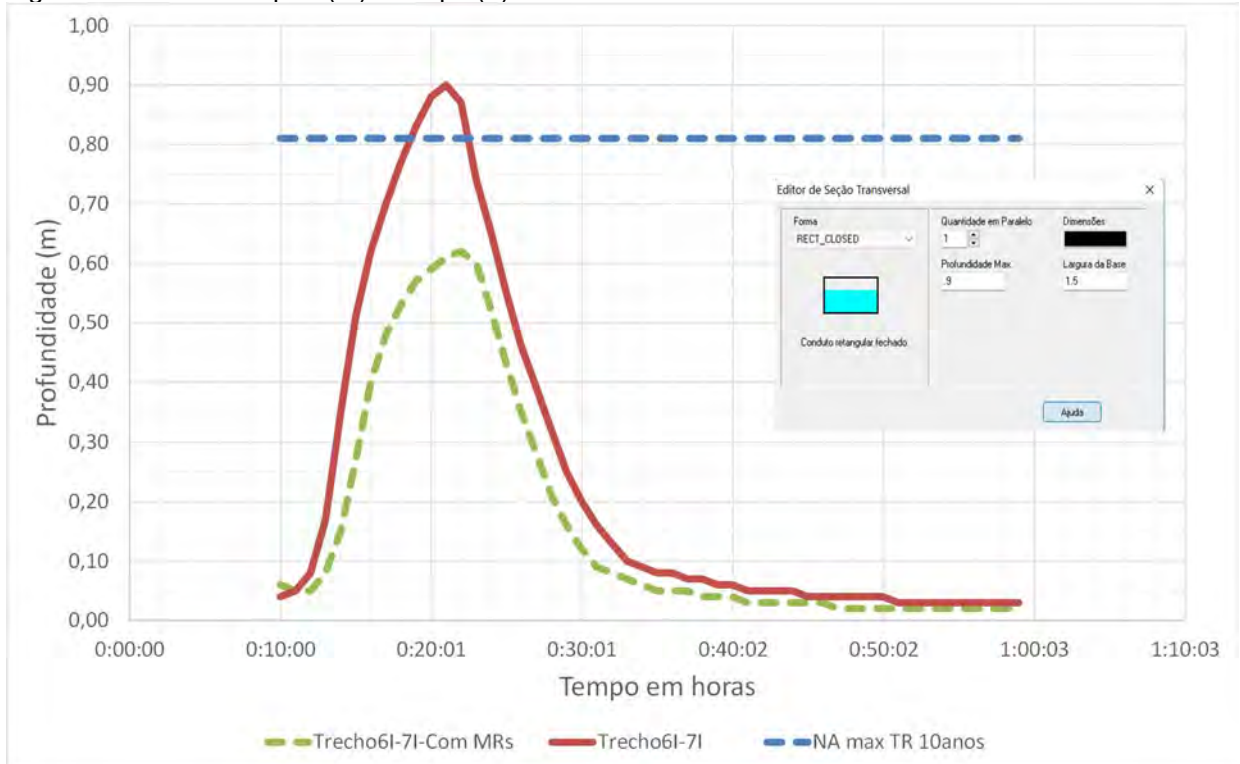
Fonte: Autor

Figura 51 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 5I e 6I.



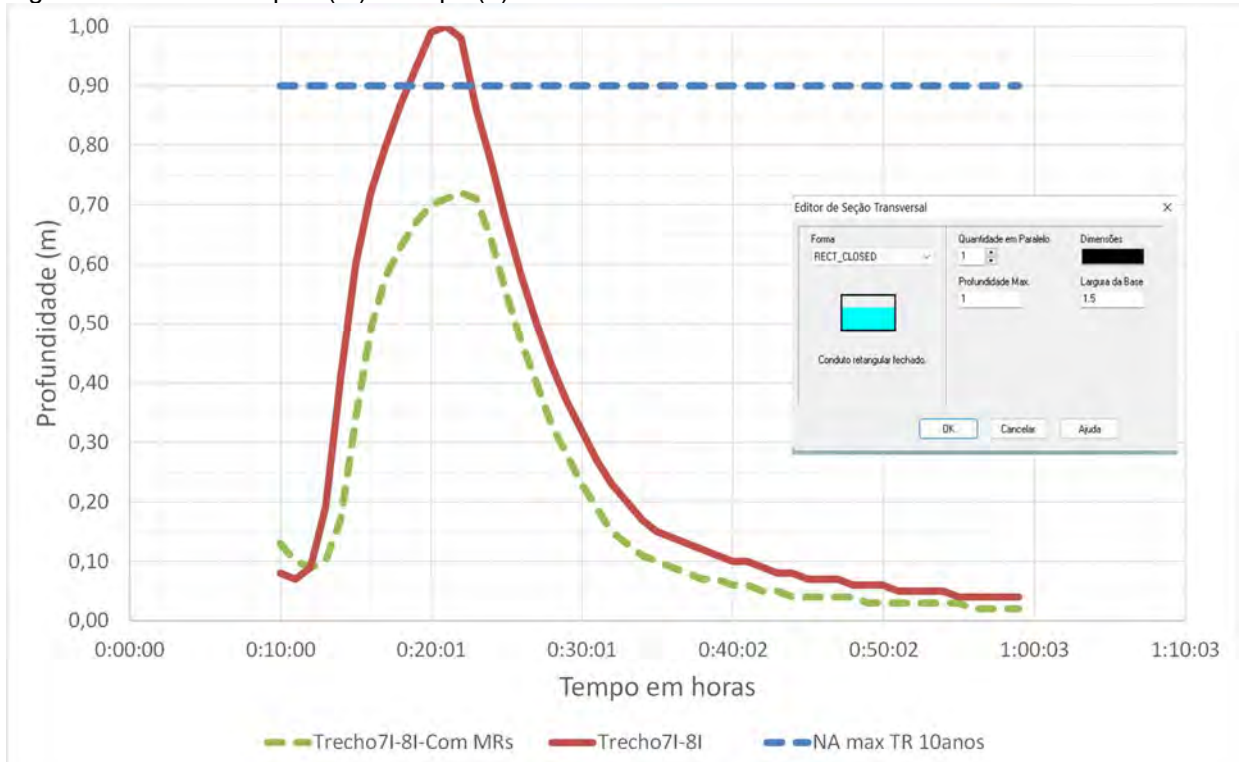
Fonte: Autor

Figura 52 - Gráfico de prof (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I e 7I



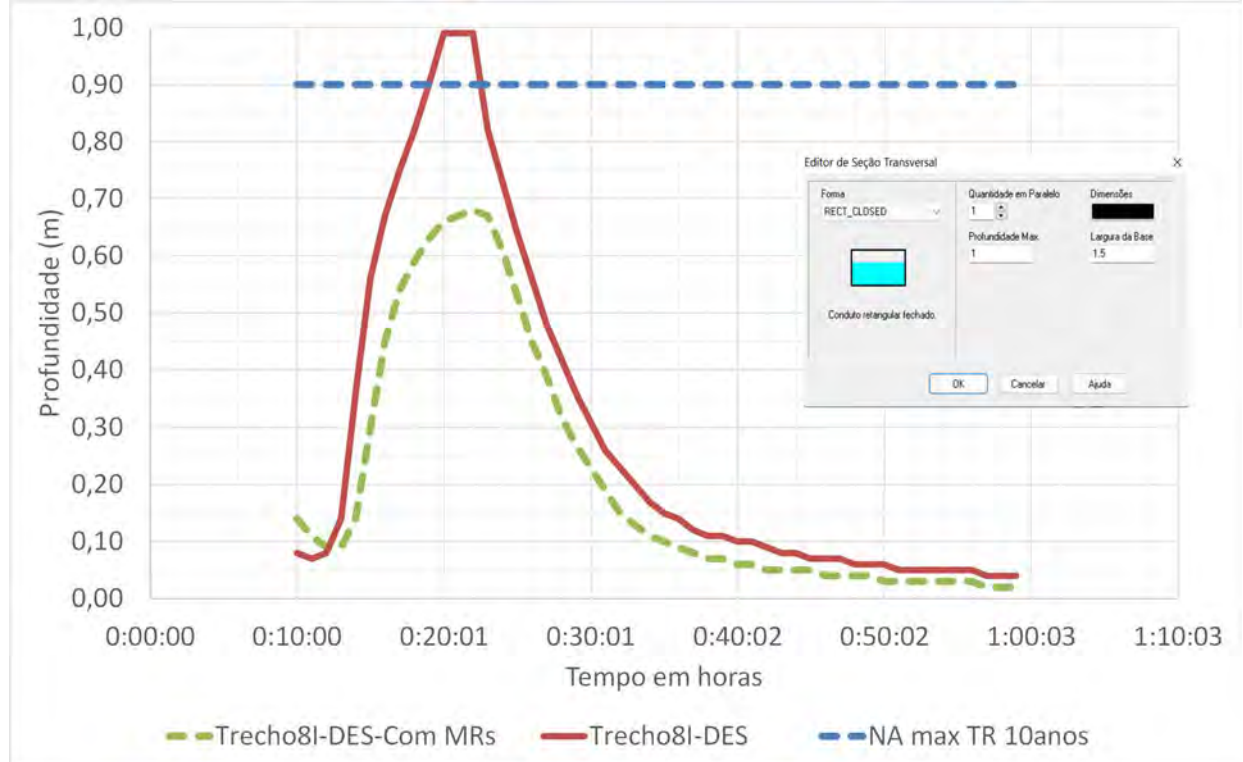
Fonte: Autor

Figura 53 - Gráfico de prof (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 7I e 8I



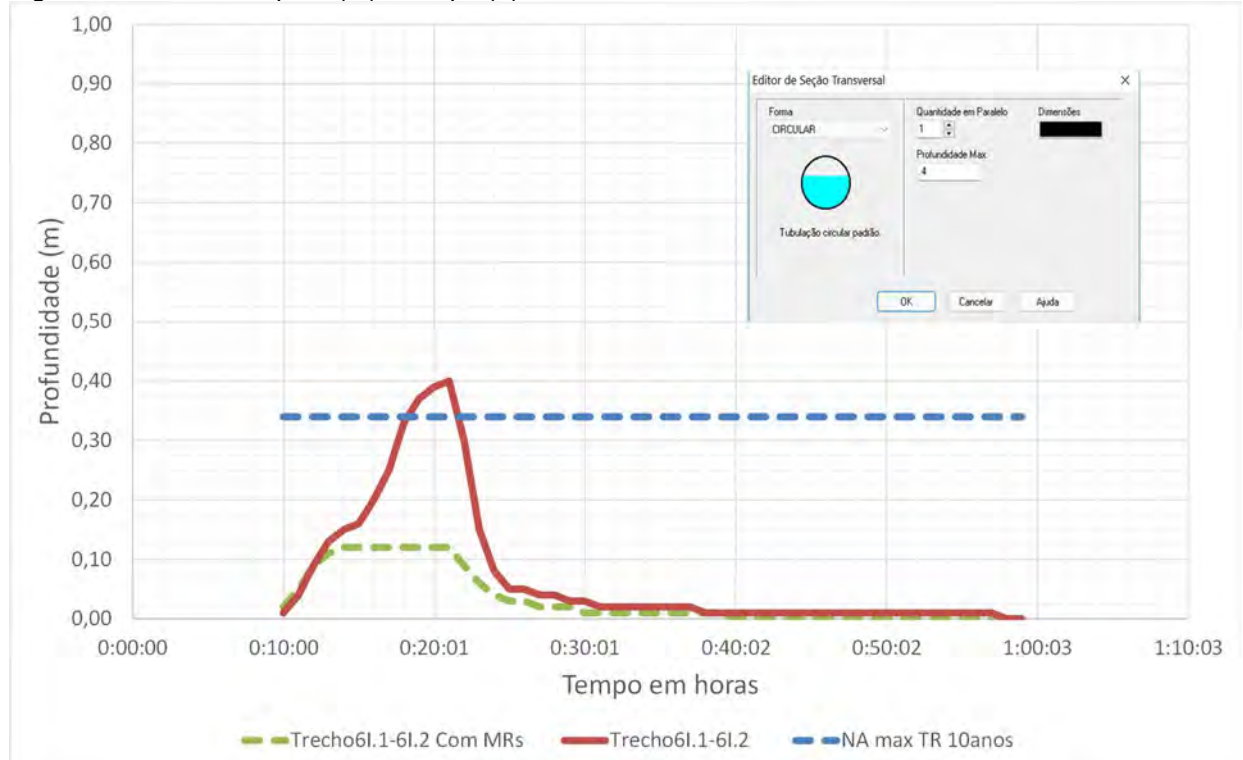
Fonte: Autor

Figura 54- Gráfico de prof (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 8I e desáque



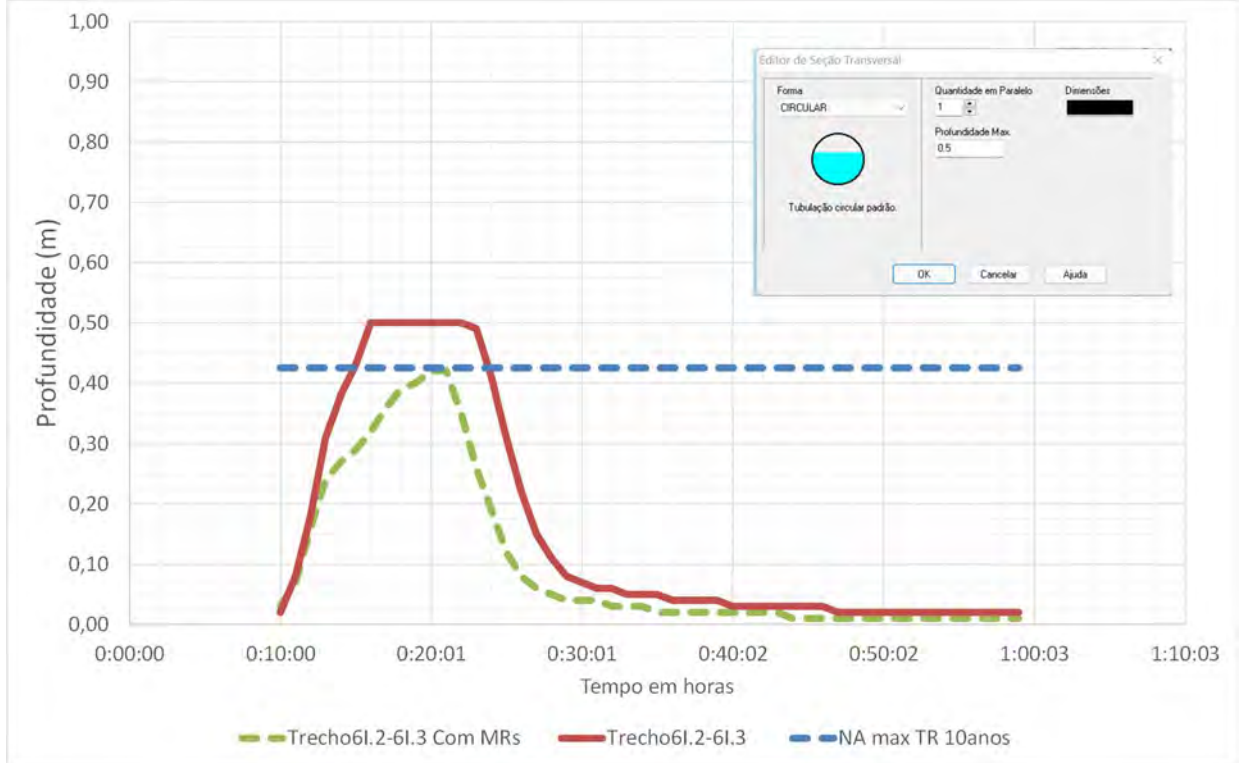
Fonte: Autor

Figura 55 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.1 e 6I.2



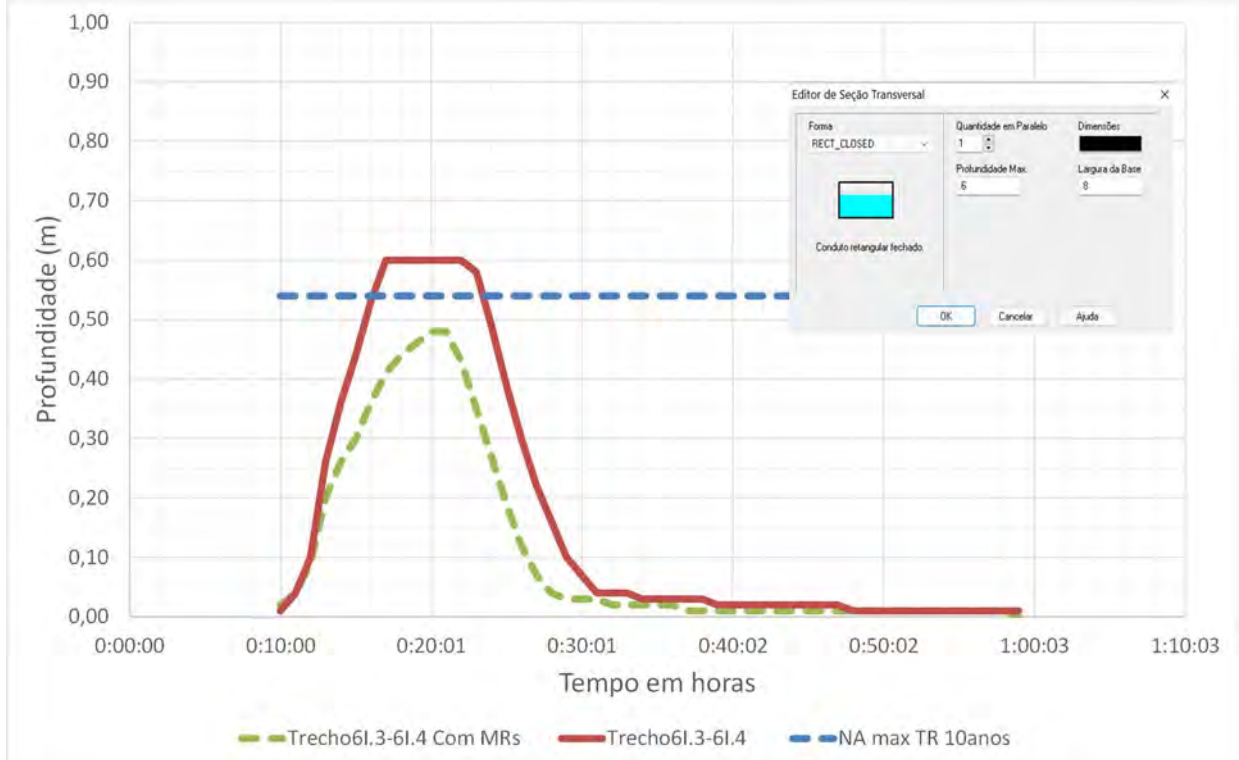
Fonte: Autor

Figura 56 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.2 e 6I.3



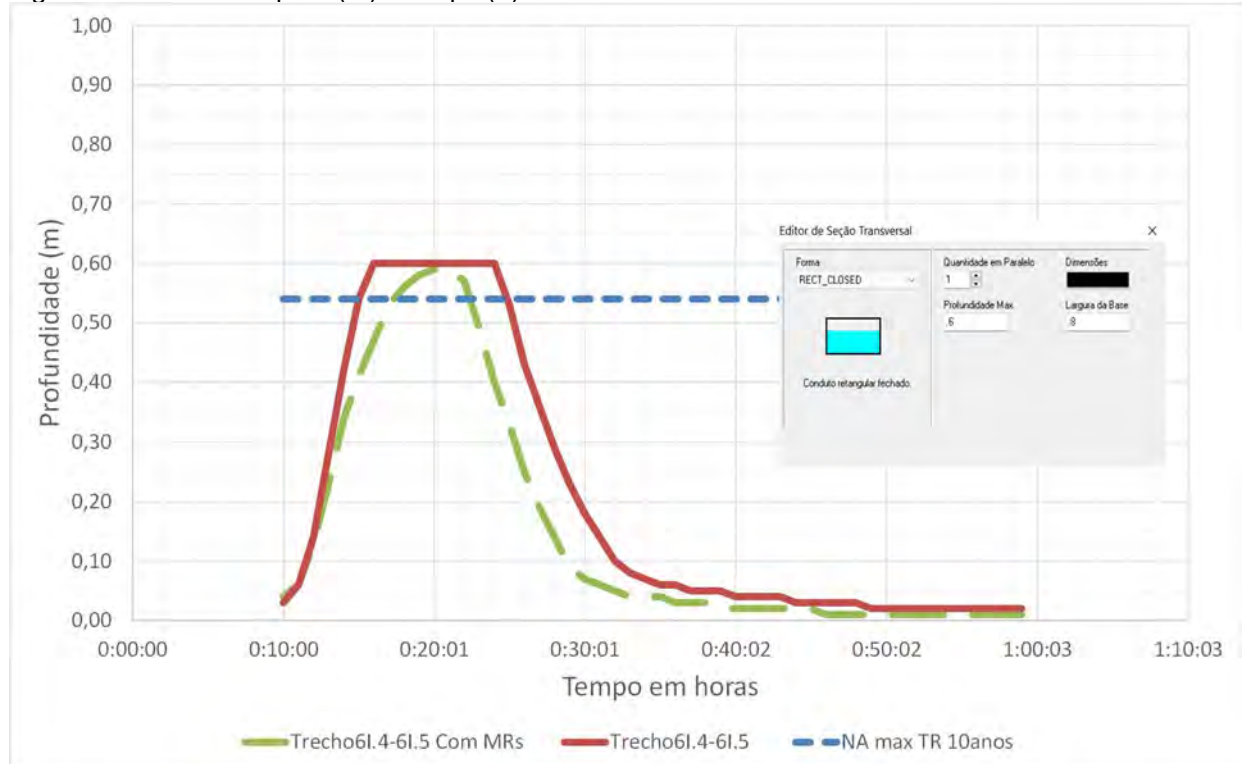
Fonte: Autor

Figura 57 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.3 e 6I.4



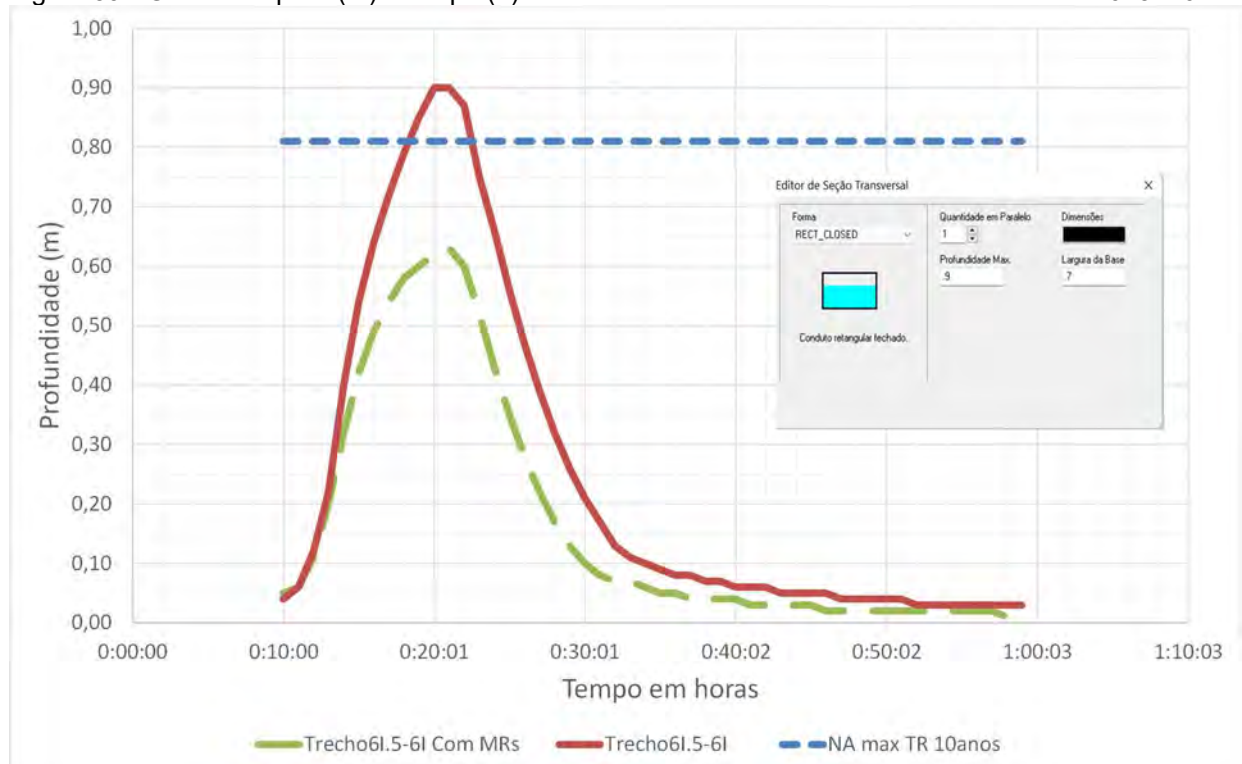
Fonte: Autor

Figura 58 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.4 e 6I.5



Fonte: Autor

Figura 59 - Gráfico de prof. (m) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6I.5 e 6I



Fonte: Autor

Os resultados expressos nas Figura 47 a Figura 59 mostram que – com adição dos MRs no sistema de drenagem da área de estudo – há uma significativa redução da profundidade de fluxo em todo o sistema, em atendimento ao critério de profundidade Y/D menor ou igual à 0,90 para galerias retangulares e Y/D menor ou igual à 0,85 para galerias de seções circulares. Nota-se que o trecho 6l.4-6l.5 foi o único que não atendeu ao critério Y/D =< 0,90 com a relação Y/D=0,983, superior 0,90 mas passou o funcionar não forçada mas acima do recomendado pela (RIO-ÁGUAS, 2019b).

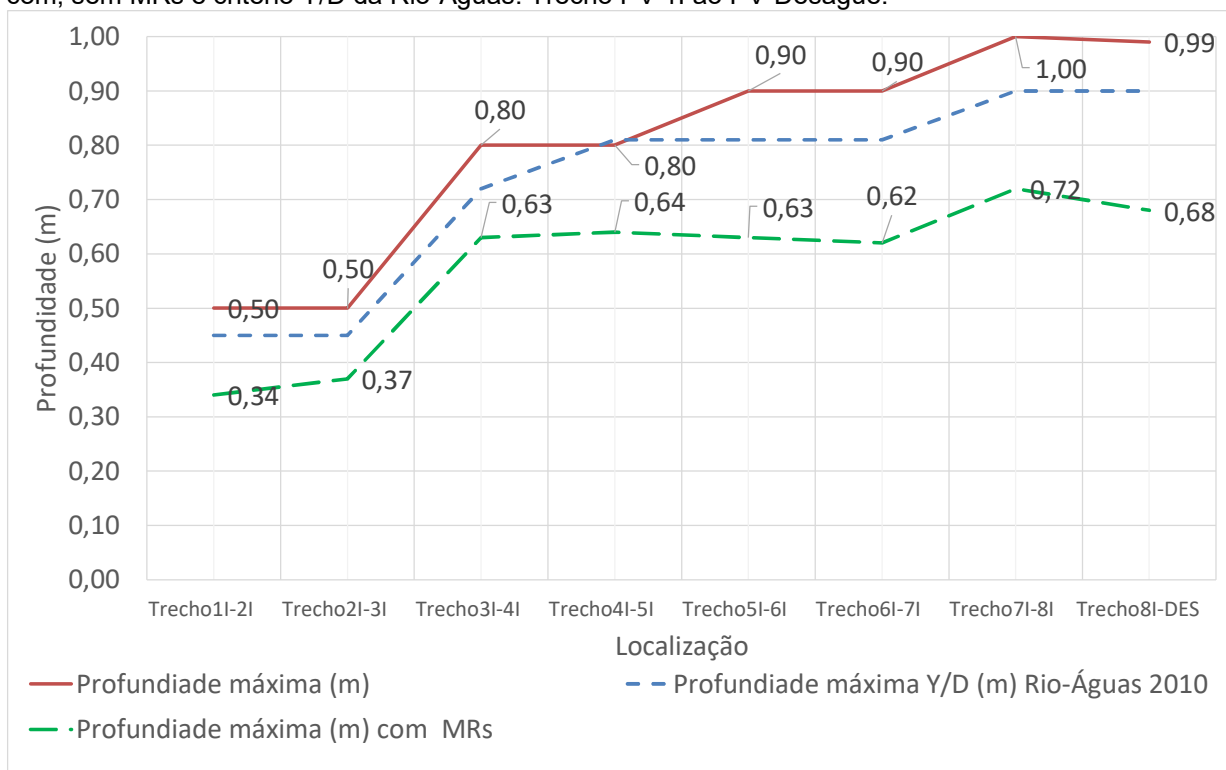
Os resultados expressos com adição dos MRs captados por telhados no sistema de drenagem da área de estudo apresentam uma significativa redução média da profundidade em todo o sistema de cerca 30,9% (Quadro 23), conseqüentemente, a redução significativa da profundidade de pico para uma cheia de 10 anos de recorrência, conforme apresentado em todos os trechos da rede nas Figura 60 e Figura 61.

Quadro 23 - Percentual de redução da profundidade máxima para um TR 10 anos de recorrência nos trechos estudados

Local	Prof. máxima Y/D (m) Rio-Águas 2019	TR 10 anos		
		Profundidade máxima (m)	Profundidade máxima (m) com MRs	% de redução da profundidade
Trecho1l-2l	0,45	0,50	0,34	32,0%
Trecho2l-3l	0,45	0,50	0,37	26,0%
Trecho3l-4l	0,72	0,80	0,63	21,3%
Trecho4l-5l	0,81	0,80	0,64	20,0%
Trecho5l-6l	0,81	0,90	0,63	30,0%
Trecho6l-7l	0,81	0,90	0,62	31,1%
Trecho7l-8l	0,90	1,00	0,72	28,0%
Trecho8l-DES	0,90	0,99	0,68	31,3%
Trecho6l.1-6l.2	0,34	0,40	0,12	32,1%
Trecho6l.2-6l.3	0,425	0,50	0,42	23,2%
Trecho6l.3-6l.4	0,54	0,60	0,48	41,2%
Trecho6l.4-6l.5	0,54	0,60	0,59	47,2%
Trecho6l.5-6l	0,81	0,90	0,63	38,4%
			Média:	30,9%

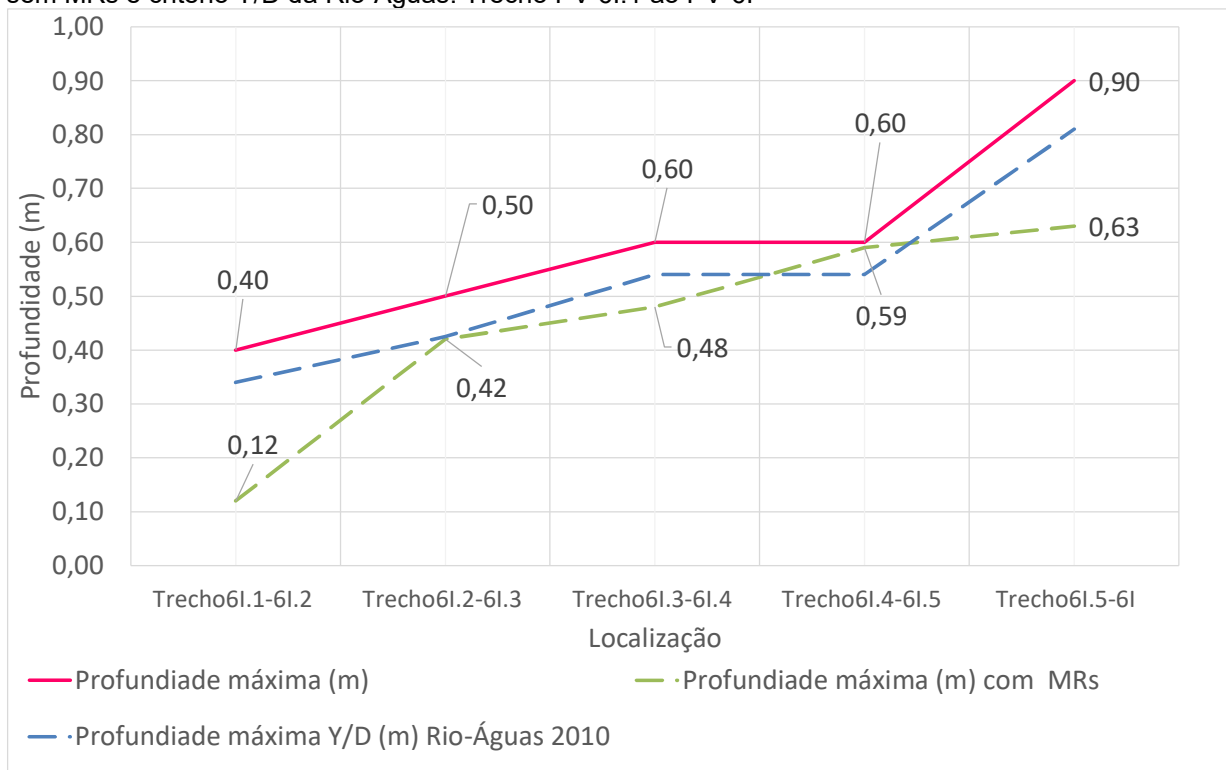
Fonte: Autor

Figura 60 – Gráfico de profundidades máximas na rede por trecho para um TR 10 anos comparativo com, sem MRs e critério Y/D da Rio-Águas. Trecho PV 1I ao PV-Deságue.



Fonte: Autor

Figura 61 - Gráfico de profundidades máximas na rede por trecho para um TR 10 anos comparativo com, sem MRs e critério Y/D da Rio-Águas. Trecho PV 6I.1 ao PV-6I

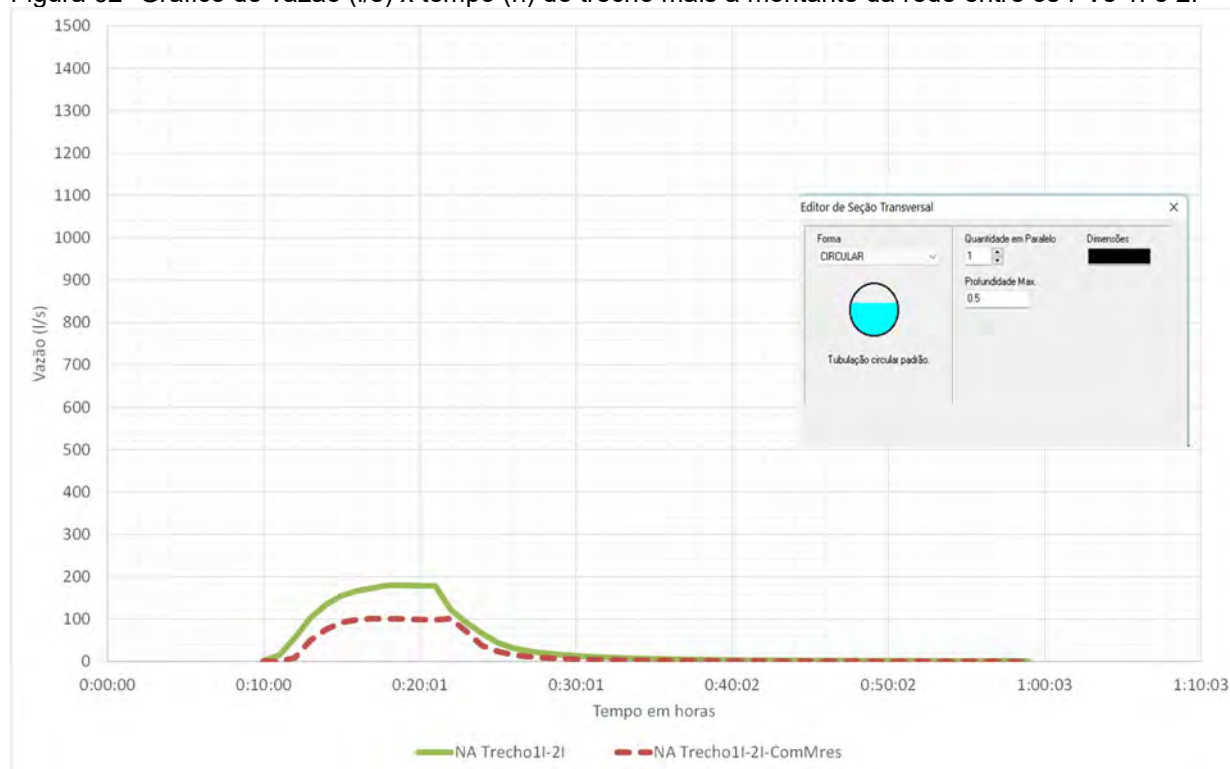


Fonte: Autor

4.2 Resultados em função de vazões nas galerias existentes na área de estudo

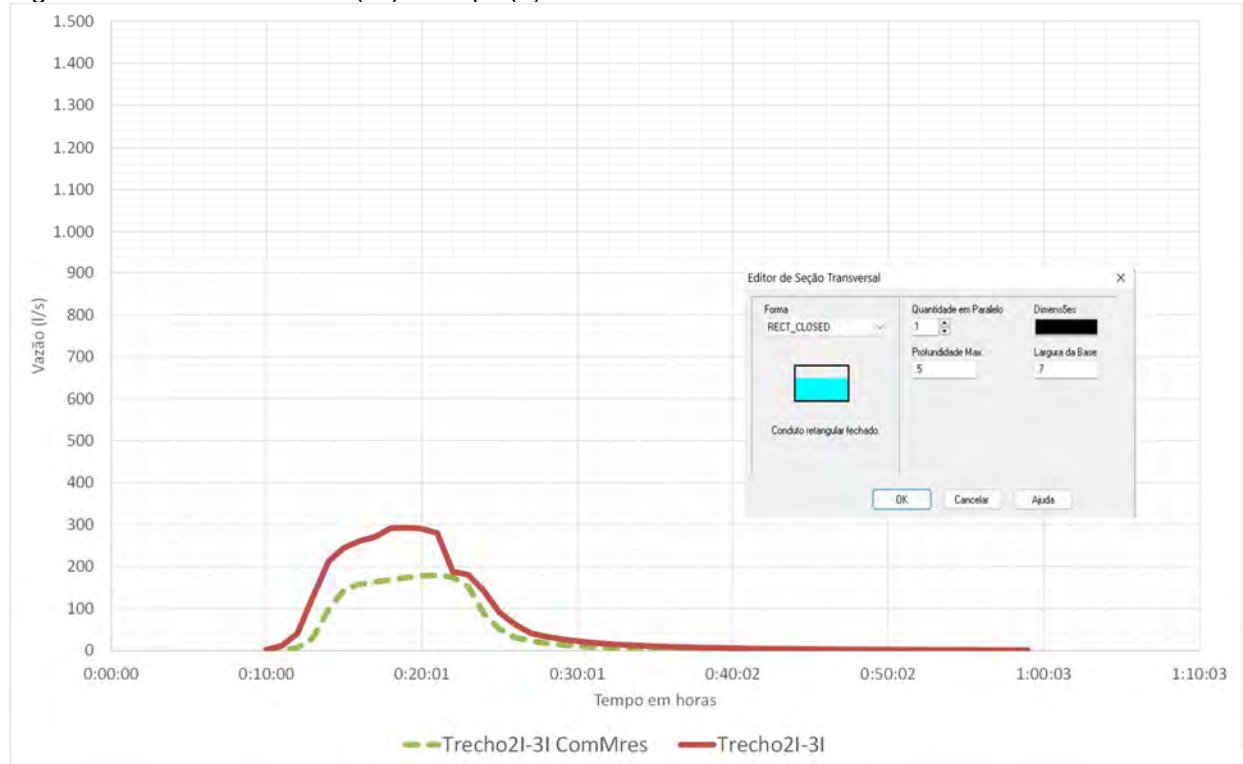
Para avaliação da atenuação do pico da cheia para um TR de 10 anos de recorrência nas galerias com implantação de MRs e o amortecimento da vazão, os resultados são apresentados nas Figura 62 a Figura 74.

Figura 62- Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 1I e 2I



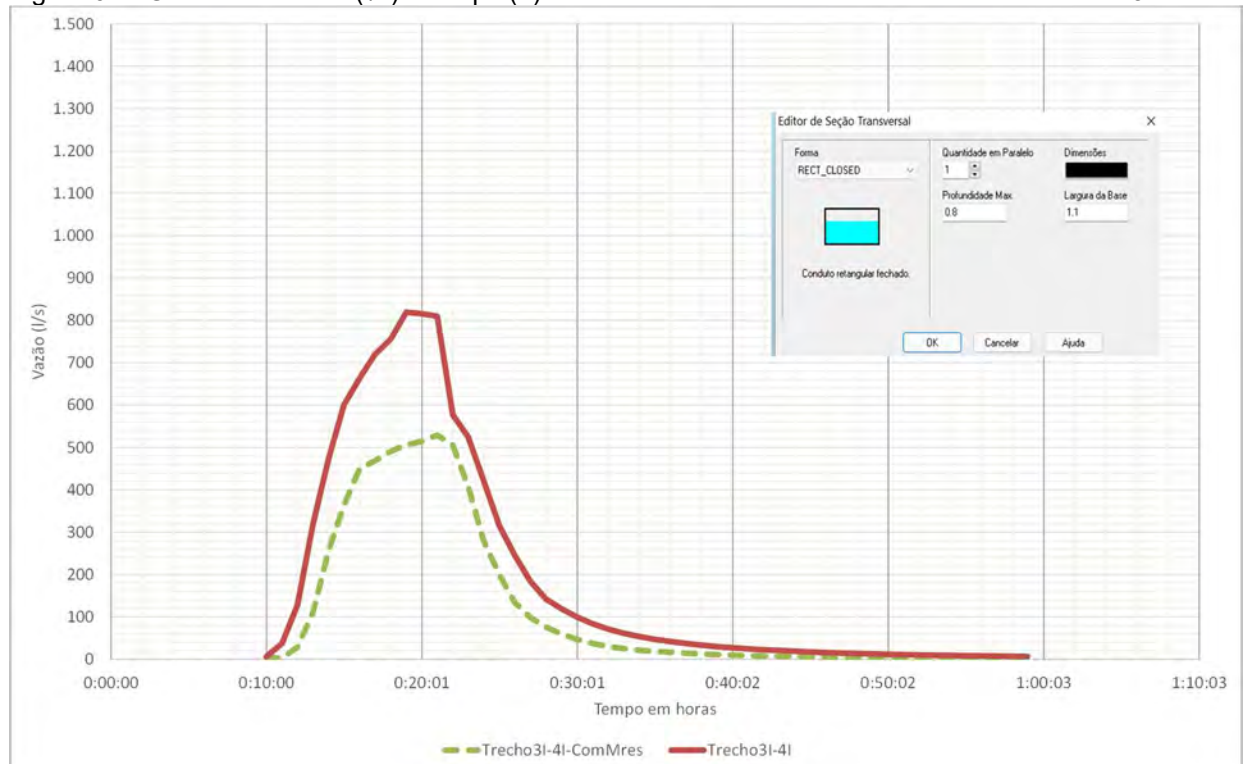
Fonte: Autor

Figura 63 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 21 e 31



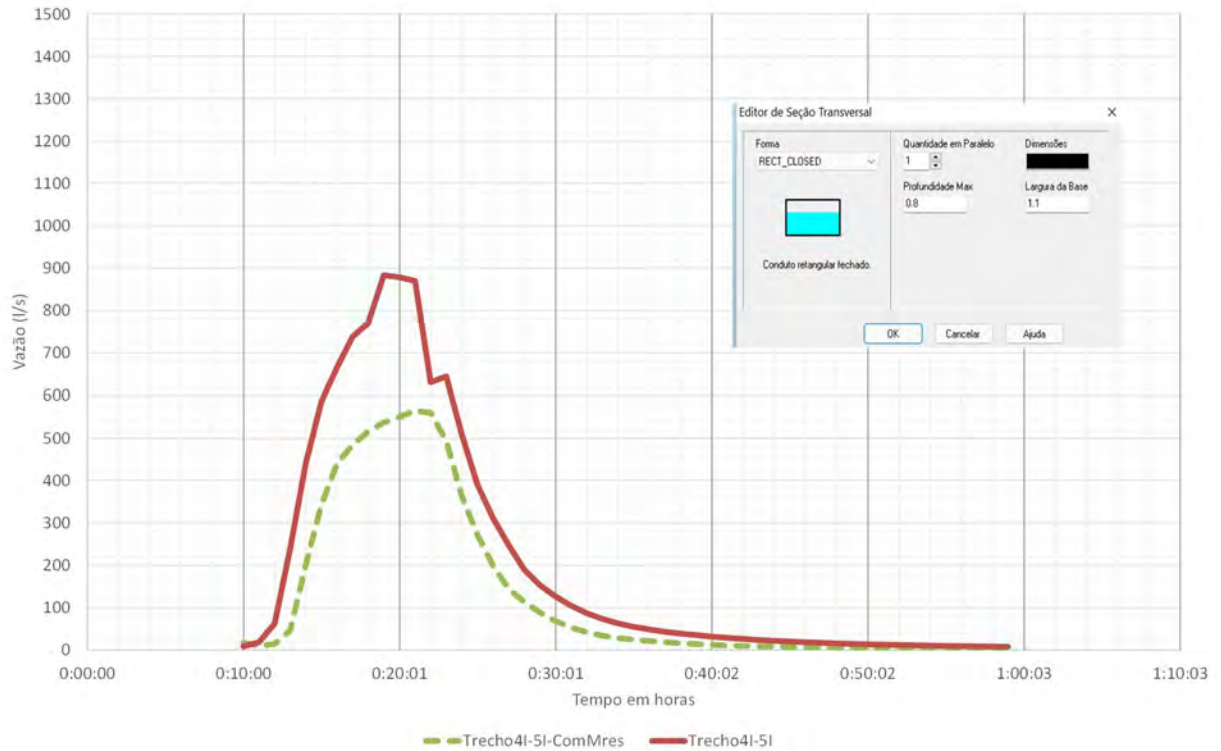
Fonte: Autor

Figura 64 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 31 e 41



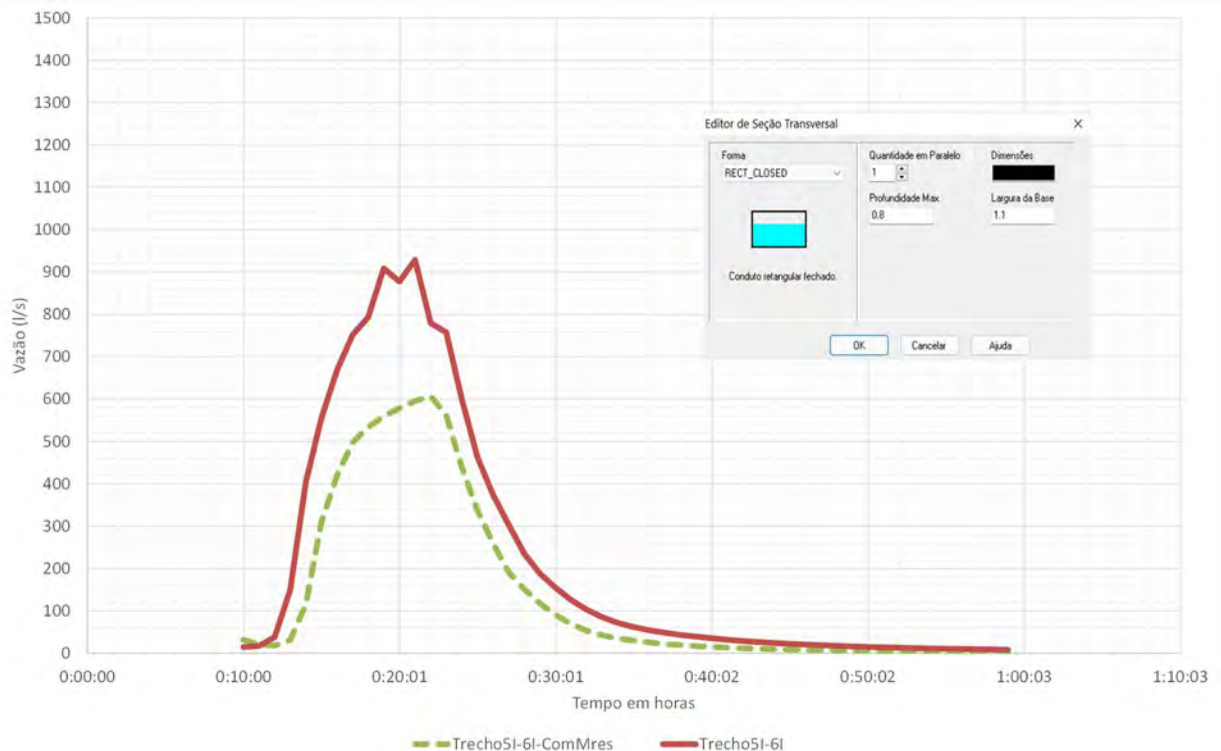
Fonte: Autor

Figura 65 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 4l e 5l



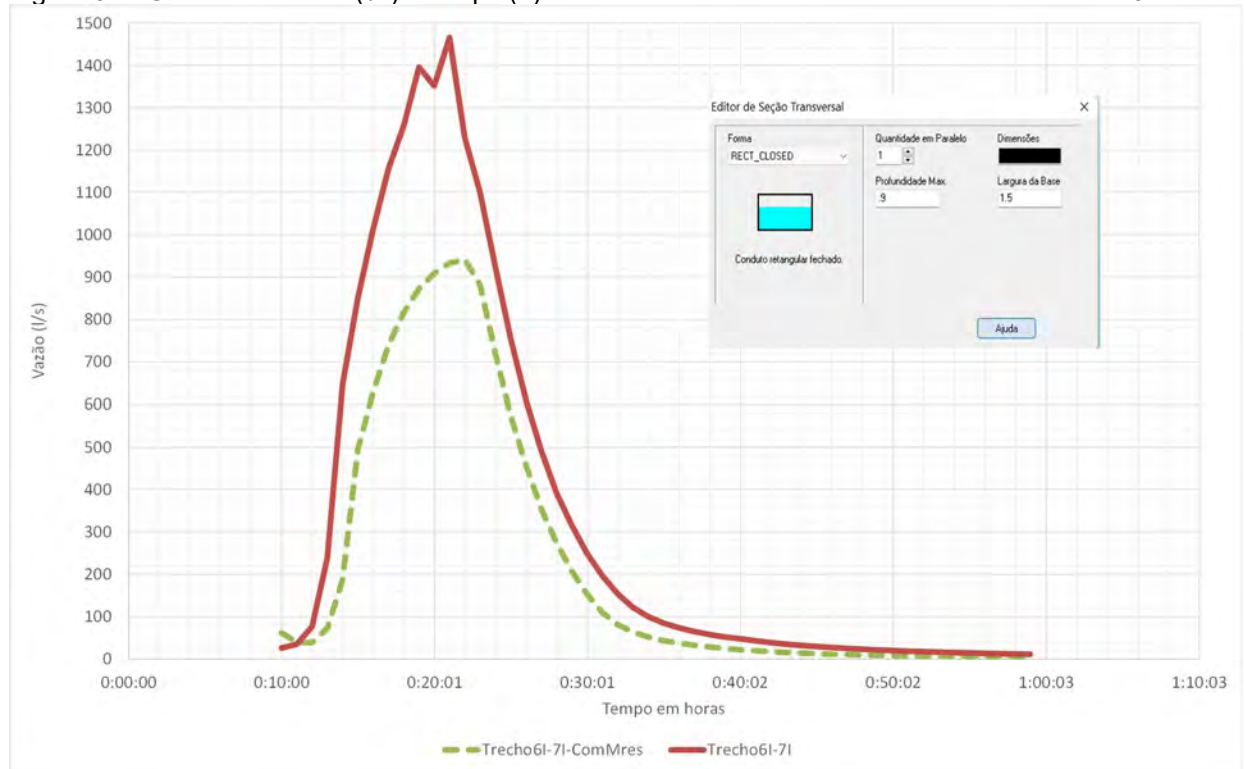
Fonte: Autor

Figura 66 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 5l e 6l



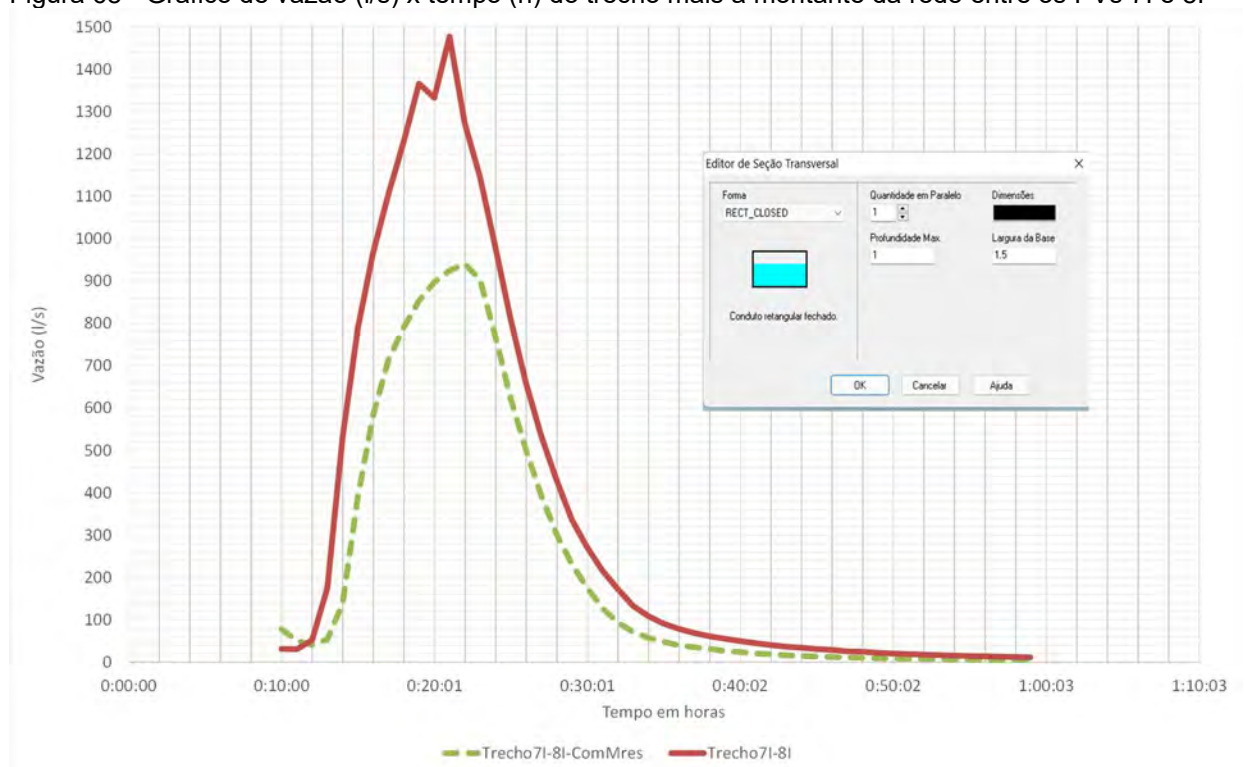
Fonte: Autor

Figura 67 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l e 7l



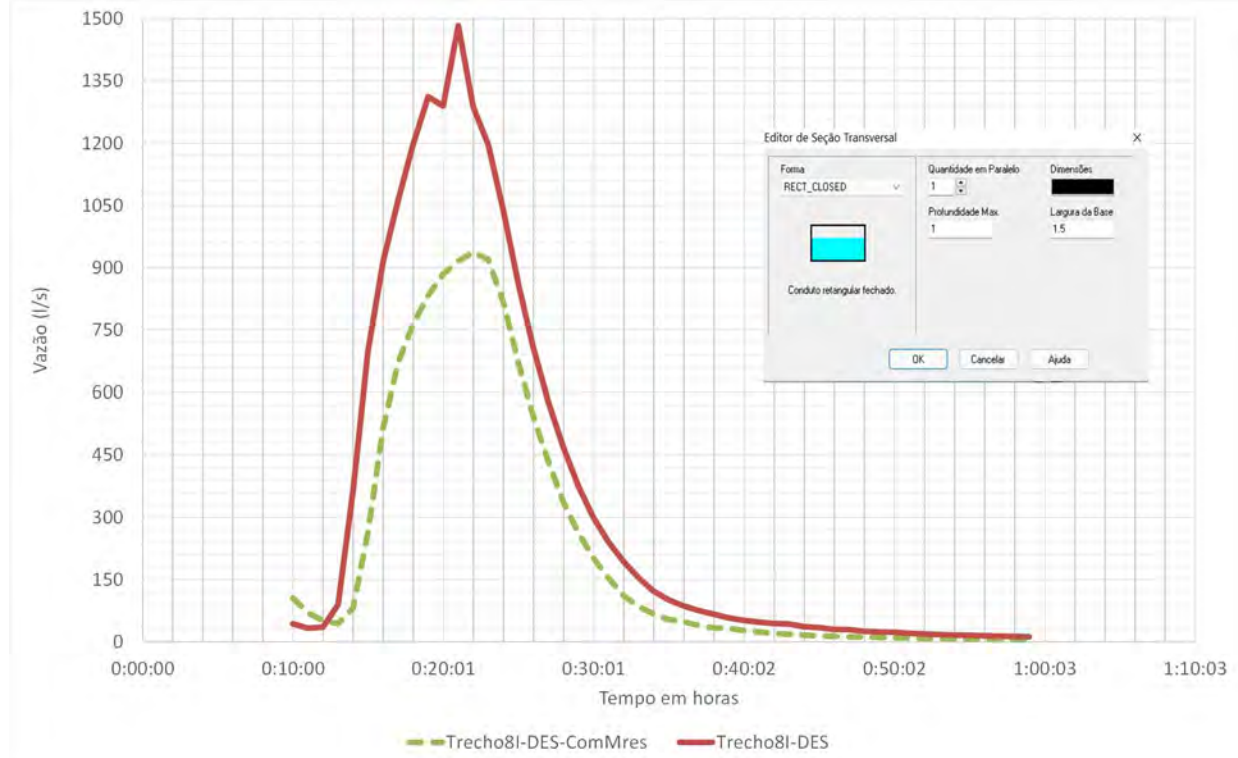
Fonte: Autor

Figura 68 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 7l e 8l



Fonte: Autor

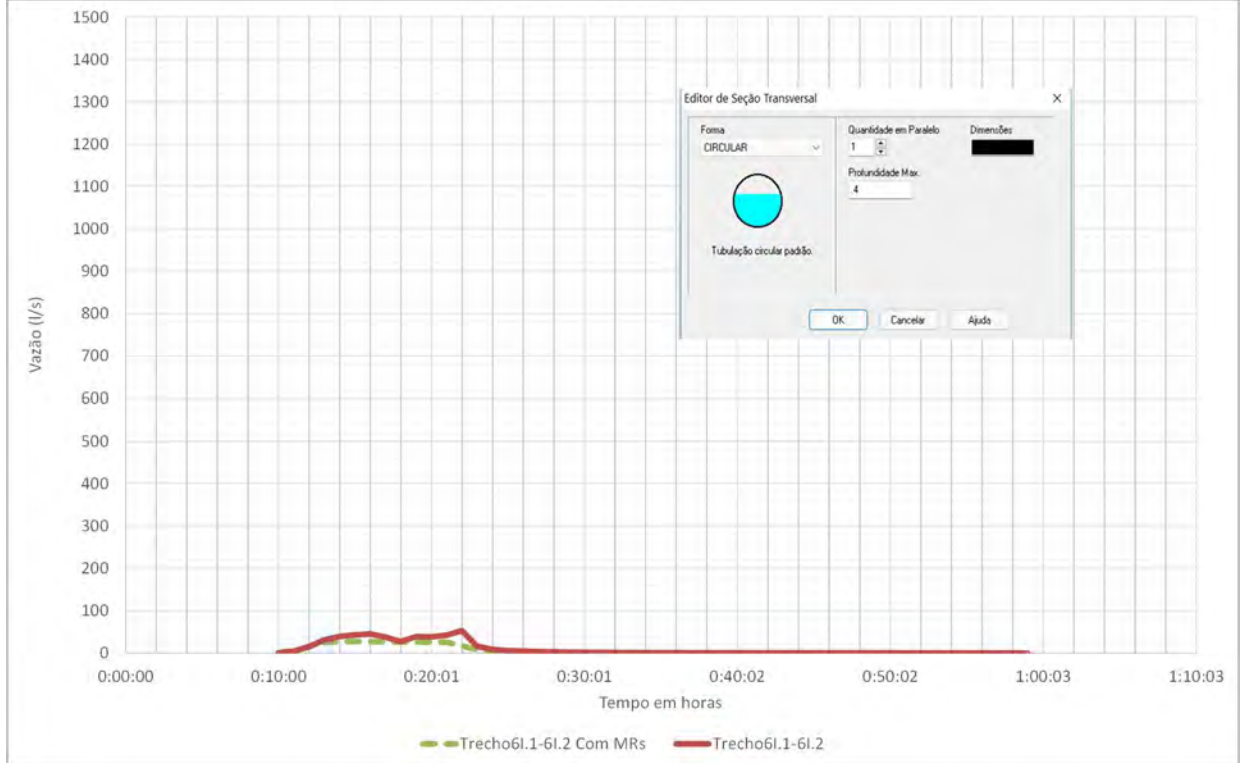
Figura 69 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 8l e deságue



Fonte: Autor

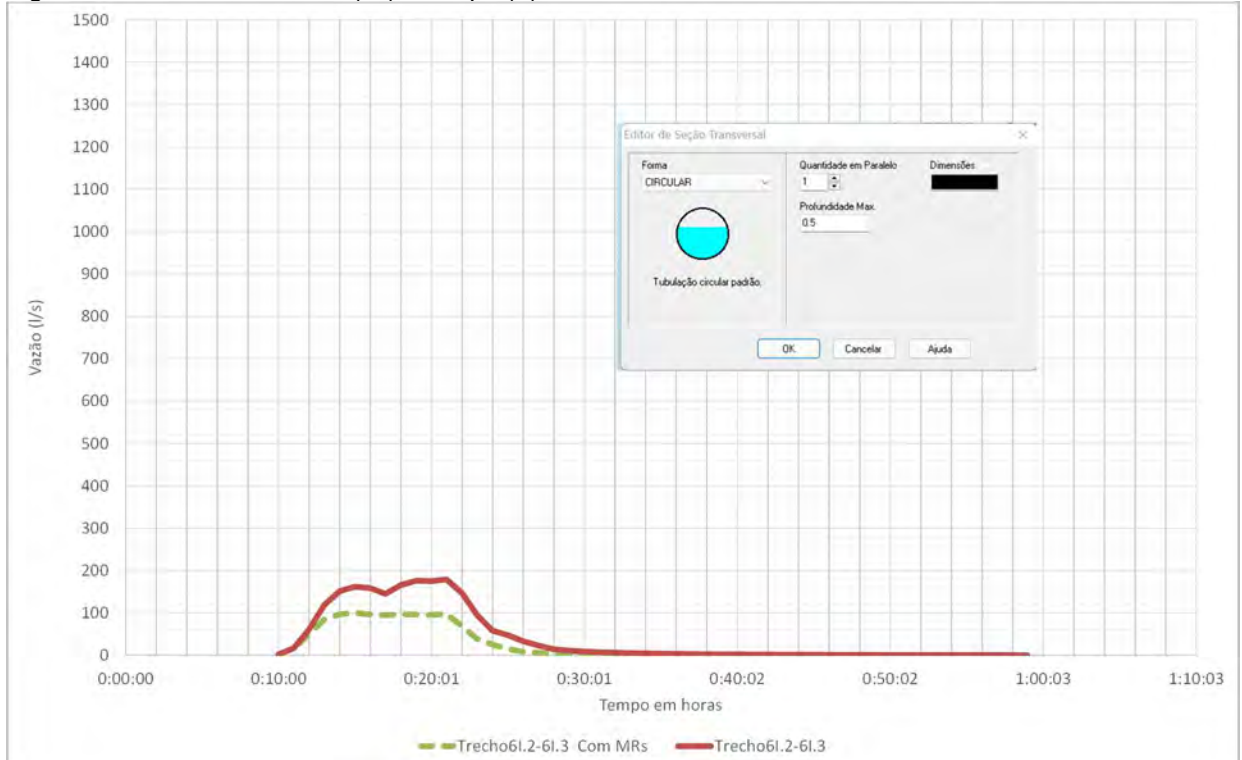
Nos trechos 6l.1 a 6l.4 (Figura 70 a Figura 74) nota-se influência do remanso das galerias a jusante, de modo a tornar as vazões variáveis (com efeito sobre e desce no gráfico), com retorno do escoamento e efeito de redução da capacidade das galerias nesses trechos. Com a adição dos MRs no sistema, o remanso é reduzido, bem como as variações de vazões atenuadas. As galerias também não tiveram o efeito de escoamento em conduto forçado.

Figura 70 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.1 e 6l.2



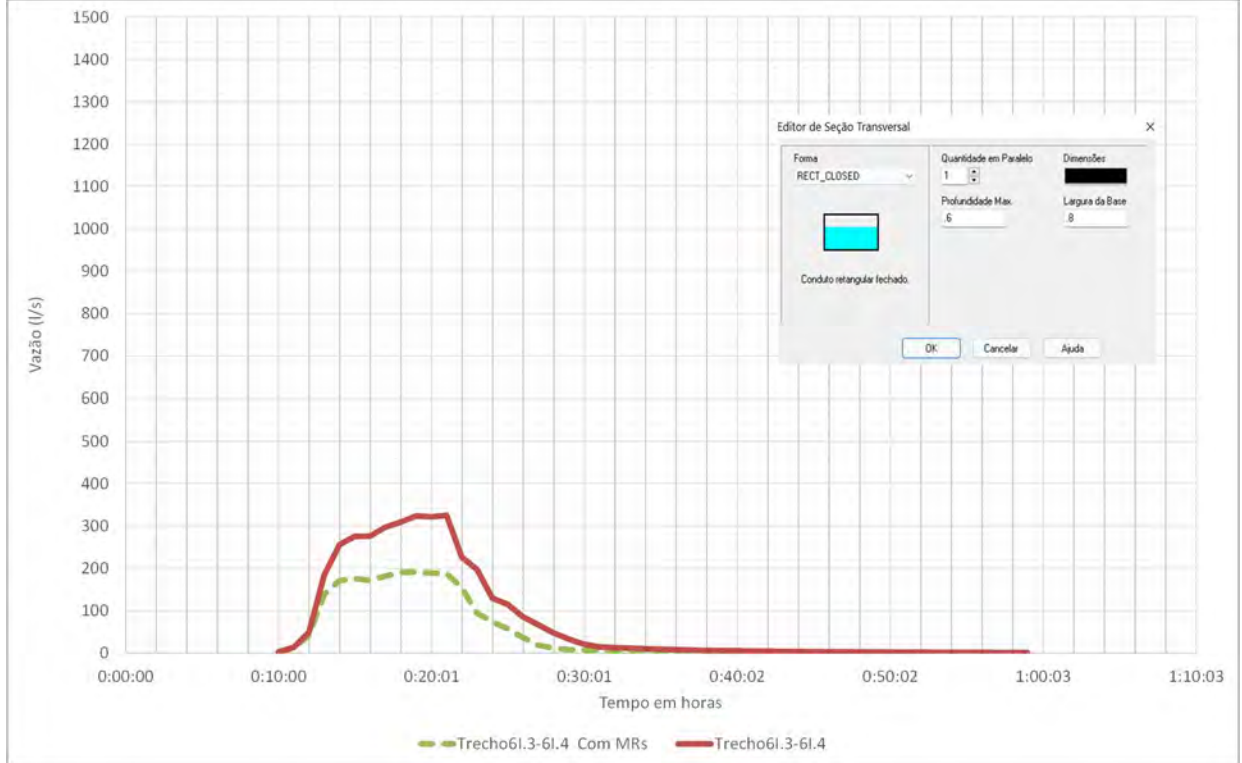
Fonte: Autor

Figura 71 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.2 e 6l.3



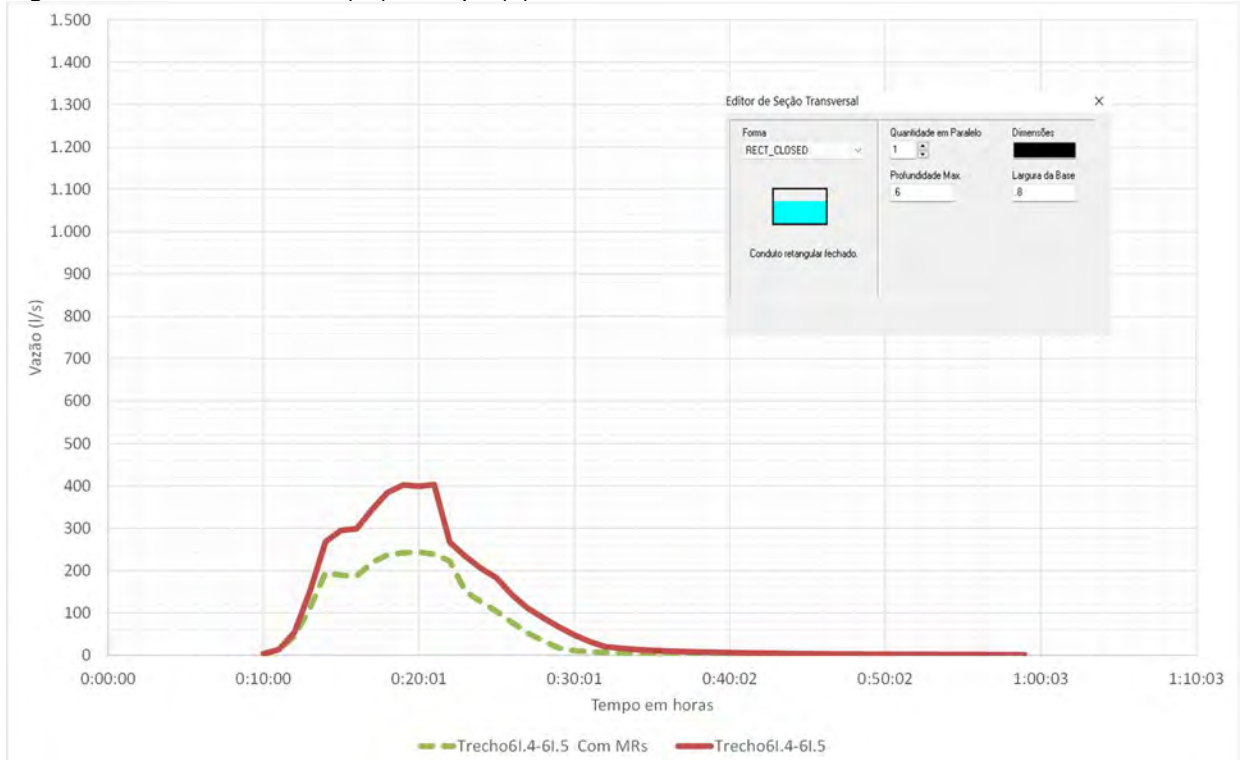
Fonte: Autor

Figura 72 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.3 e 6l.4



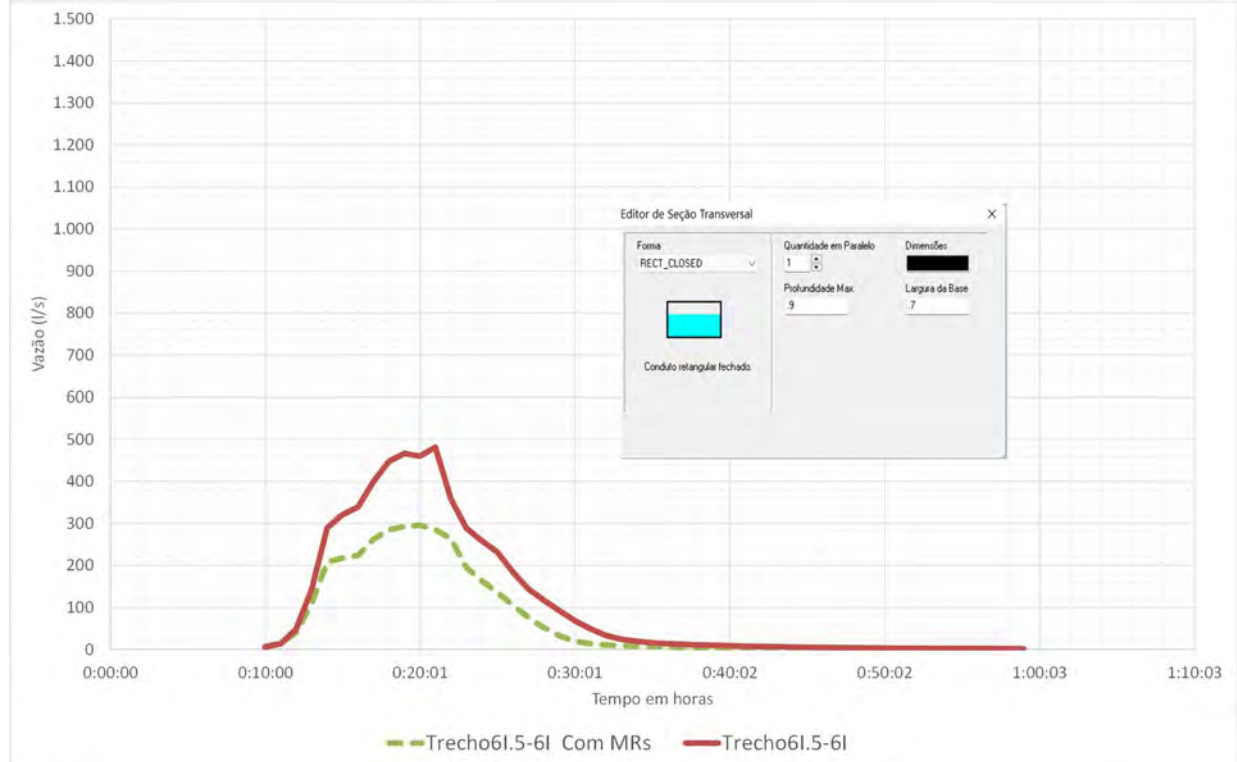
Fonte: Autor

Figura 73- Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.4 e 6l.5



Fonte: Autor

Figura 74 - Gráfico de vazão (l/s) x tempo (h) do trecho mais a montante da rede entre os PVs 6l.5 e 6l



Fonte: Autor

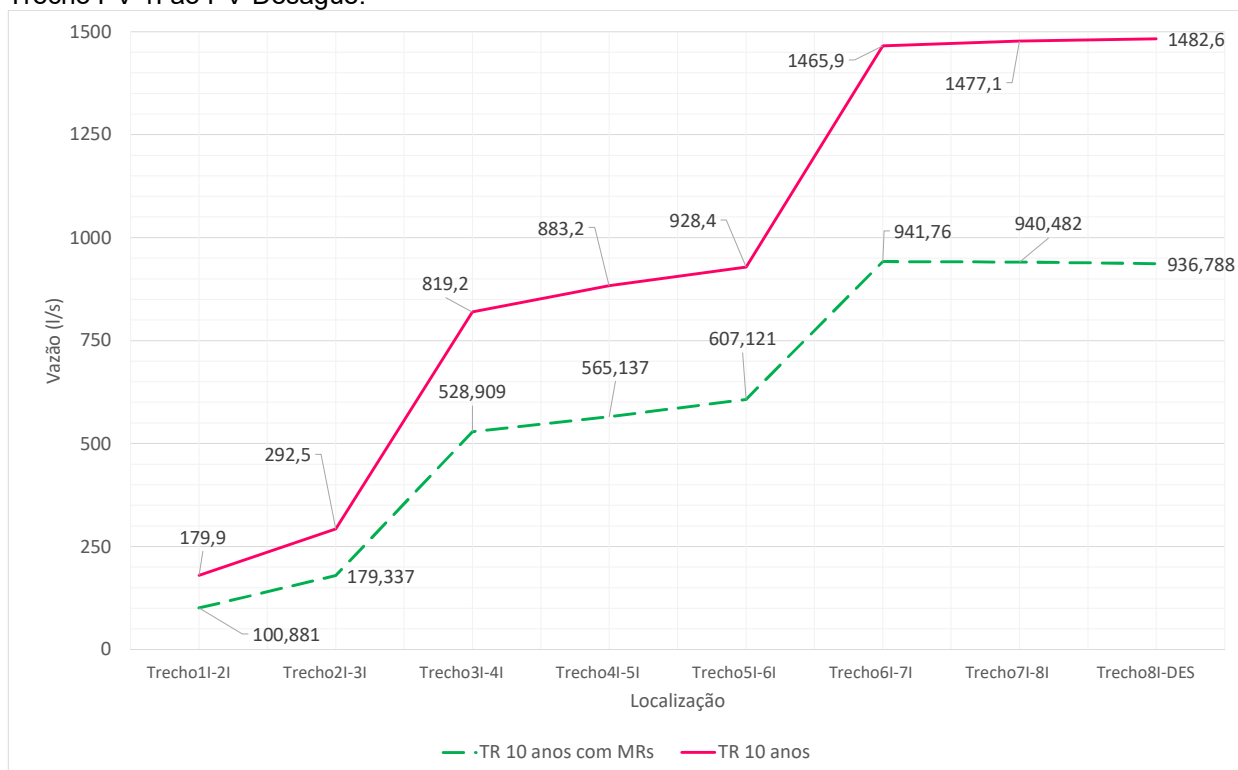
Os resultados expressos com adição dos MRs captados por telhados no sistema de drenagem da área de estudo apresentam uma significativa redução média da vazão em todo o sistema de cerca 36,9% (Quadro 24), conseqüentemente, a redução significativa da vazão de pico para uma cheia de 10 anos de recorrência, conforme a Figura 75 e a Figura 76.

Quadro 24 – Percentual de redução da vazão de pico para um TR 10 anos de recorrência nos trechos estudados

Local	TR 10 anos		
	Vazão de pico (l/s)	Vazão de pico com MRs (l/s)	% de redução de vazão
Trecho1l-2l	179,9	100,9	43,9%
Trecho2l-3l	292,5	179,3	38,7%
Trecho3l-4l	819,2	528,9	35,4%
Trecho4l-5l	883,2	565,1	36,0%
Trecho5l-6l	928,4	607,1	34,6%
Trecho6l-7l	1465,9	941,8	35,8%
Trecho7l-8l	1477,1	940,5	36,3%
Trecho8l-DES	1482,6	936,8	36,8%
Trecho6l.1-6l.2	54,0	36,7	32,1%
Trecho6l.2-6l.3	178,9	137,4	23,2%
Trecho6l.3-6l.4	325,4	191,2	41,2%
Trecho6l.4-6l.5	465,7	245,7	47,2%
Trecho6l.5-6l	489,6	301,5	38,4%
		Média	36,9%

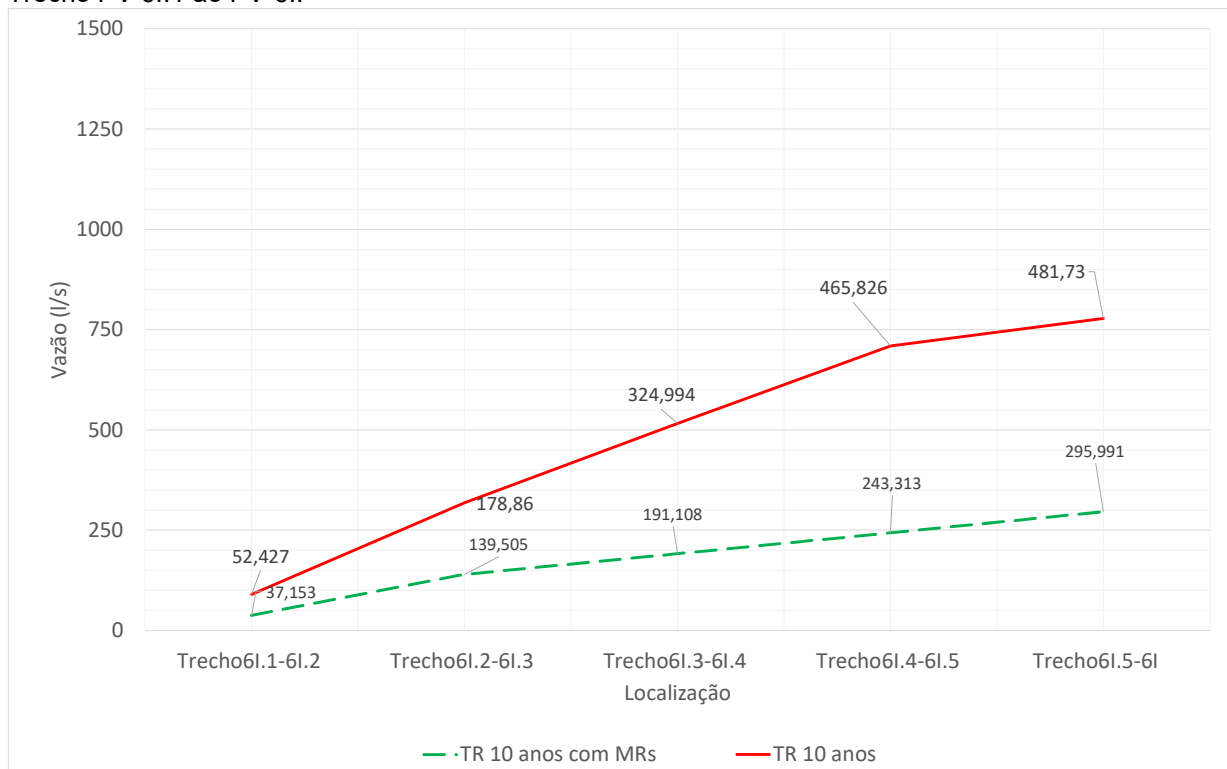
Fonte: Autor

Figura 75 – Gráfico de vazões máximas por trecho para um TR 10 anos comparativo com e sem MRs. Trecho PV 1I ao PV-Deságue.



Fonte: Autor

Figura 76 - Gráfico de vazões máximas por trecho para um TR 10 anos comparativo com e sem MRs. Trecho PV 6I.1 ao PV-6I.



Fonte: Autor

Segundo (BAPTISTELLA MACHADO DUTRA; DAS GRAÇAS SILVA, 2020) a partir da análise dos resultados da modelagem de telhados verdes e reservatórios de lote na bacia do córrego Engenho Nogueira foi possível perceber que as técnicas compensatórias implantadas contribuíram para a redução de até 11,6% da vazão de pico no exutório da bacia, bem como para a redução de até 22,3% no escoamento superficial gerado. Esses dois valores correspondem a chuvas com tempo de retorno igual a 10 anos e duração de 10 minutos.

4.3 Resultados dos volumes armazenados nos MRs

Segundo (MIERZWA; HESPANHOL, 2007) , os métodos atuais de aproveitamento de águas pluviais estão associados ao acúmulo de água para os dias de seca, o que resulta em reservatórios com grandes volumes e praticamente inviáveis do ponto de vista econômico. Estes métodos para o cálculo do volume dos reservatórios para águas pluviais eram sugeridos na (NBR 15527/2007, 2007)e foram suprimidos em sua atualização ocorrida em 2019, provavelmente pelo entendimento de que são inviáveis, seja do ponto de vista econômico, seja em função das reduzidas áreas disponíveis para a instalação de grandes reservatórios em moradias urbanas.

No caso da área de estudo, os reservatórios são verificados em função da área de telhado, o que acarreta MRs otimizados e menores.

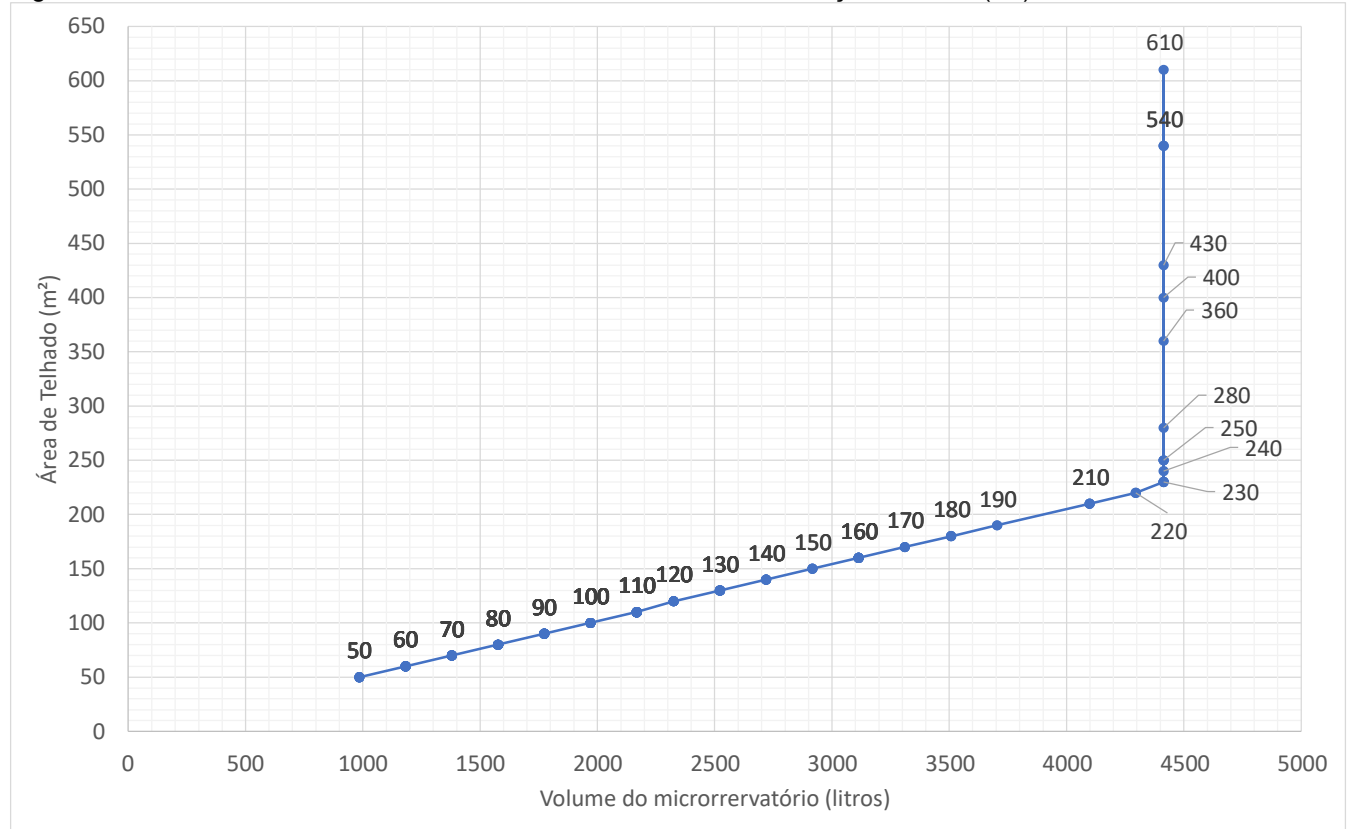
A área de telhado total resultante é de 19.380 m², com o volume de amortecimento de cheia 351,639 m³, enquanto o volume abaixo da geratriz inferior do orifício extravasor para a água para aproveitamento de chuva é de 346,319 m³ de água. Os valores supracitados estão apresentados por reservatório no APÊNDICE D.

O volume mínimo considerado para um telhado 50 m² é de uma caixa d'água com capacidade de 1.000 L. Para uma área média de telhado de cerca de 130 m², o reservatório considerado foi de 2.500 L, e para um telhado de 610 m² admitiu-se um volume máximo de 5.000 L, conforme o MR da Figura 40 (APÊNDICE D).

Os demais MRs com volume inferior a 4.413 litros apresentados são resultados de volumes acumulados não vertidos pelo orifício de saída do MRs e de acordo com uma aproximação dos dados de saída do modelo SWMM os valores de volume, foram adaptados para volumes de reservatórios comerciais. Esta análise tem por objetivo otimizar o sistema, de modo evitar a implantação de um reservatório de 5.000 litros em todos os lotes. Com a finalidade de elaborar uma metodologia de análise dos dados de saída do modelo SWMM, elaborou-se uma curva área de telhado (m²) versus volume de reservatório em litros, apresentada na Figura 77, com a finalidade de estimar o reservatório correspondente para uma

área de telhado entre 50 m² e 610 m². Todos os volumes foram calculados para uma cheia de 10 anos de recorrência.

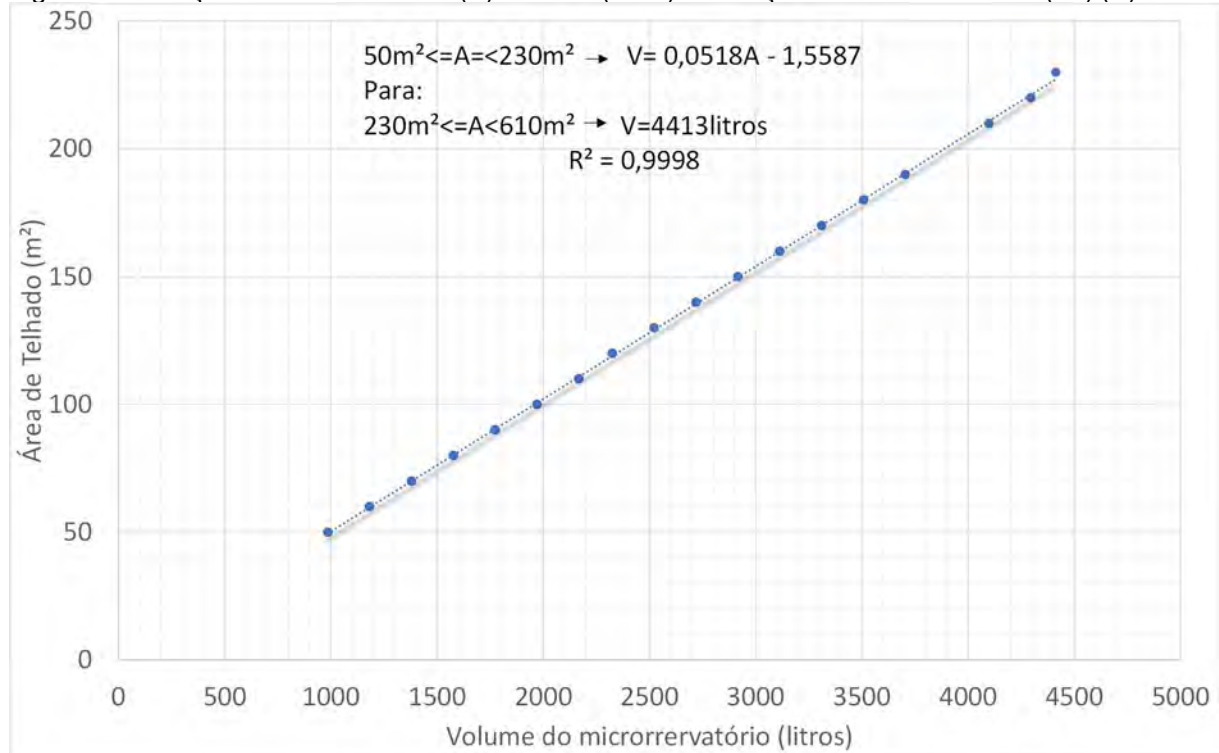
Figura 77 – Gráfico de análise dos volumes em litros dos MRs em função da área (m²)



Fonte: Autor

O objetivo do traçado da relação área versus volume foi de apresentar uma metodologia simplificada de estimativa de volumes dos MRs para área de estudo em função da área de telhado. Observa-se que para telhados superiores a 230 m² os reservatórios apresentaram volume de 5.000 litros. Assim, os lotes com áreas de telhado entre 230 m² e 610 m² (conforme a reta vertical no gráfico da Figura 77, deveriam adotar no mínimo o reservatório de 5.000 litros pois suas afluições excedem o volume de 4413 litros de acumulação e a vazão excedente é vertida para rede de drenagem para os telhados entre 50 m² e 230 m² foi possível o traçado de uma reta na Figura 78, que considera para a implantação os volumes dos MRs na microbacia a equação de chuva local e as condicionantes da rede de drenagem implantada determinado.

Figura 78 – Traçado da reta Volumes (V) de MRs (litros) em função da área do telhado (m²) (A).



Fonte: Autor

Na área estudada foram estimados os MRs com variação de volumes comerciais para a região, conforme apresentado no Quadro 25.

Quadro 25 – Volumes comerciais de caixa d' água para área de estudo

Caixa d'água comercial litros	Quantidade	Capacidade total litros
1000	6	6000
1500	21	31500
1750	19	33250
2000	21	42000
2500	33	82500
3000	9	27000
5000	37	185000
Total	146	407250

Fonte: Autor

A partir dos volumes comerciais calculados com uma aproximação dos volumes obtidos na saída da modelagem matemática dos MRs, resulta-se em um volume de amortecimento na rede de cerca de 407,25 m³ acima do volume de amortecimento da cheia de 351,639 m³ apresentado anteriormente. Este arredondamento da vazão se dá pelos volumes comerciais serem aproximados para cima e ter uma capacidade acima do volume de chuva acumulado para a cheia.

A calibração realizada na região de estudo considerou singularidades como quantidade de árvores, perdas de carga hidráulica nas transições e adoção de uma modelagem hidrodinâmica, de modo a contemplar um estudo detalhado da sub-bacia da Tijuca, para um

evento observado de alagamentos na região, tendo em vista a necessidade de calibração do modelo na rede de drenagem;

Conforme (VILLANUEVA; TASSI, 2004), as metodologias de cálculo disponíveis para MRs, são aplicadas para áreas maiores que 200 m². Os resultados relacionados à eficiência dos MRs são apresentados para a bacia formada por lotes com 300 m², pois verificou-se que os lotes de 600 m² apresentaram resultado similar. Neste caso, foram reduzidas as diferenças de volumes obtidos para áreas de telhado entre 600 m² e 300 m², pois se tratava de uma macrodrenagem com aplicação de MRs em lotes.

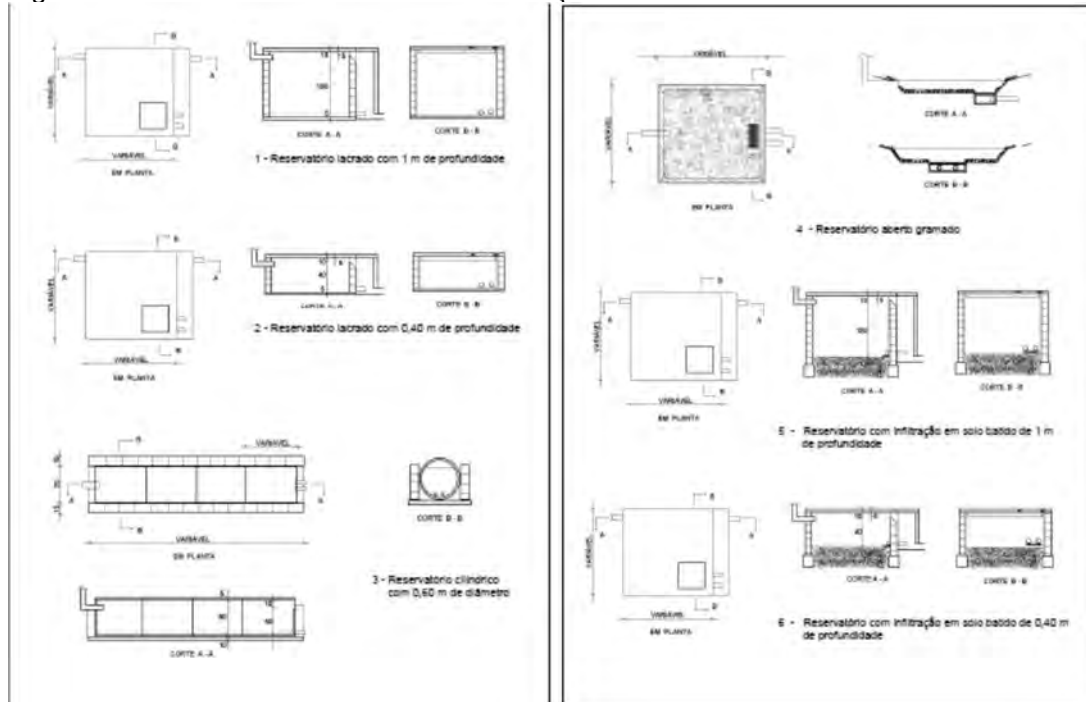
Para este trabalho verificou-se que para áreas inferiores a 200 m², os MRs para o estudo de caso para uma área urbana sem área de contribuição adjacente, ou seja, sem a afluência de rios ou relevos, em uma região densa e impermeabilizada os MRs com telhados abaixo de 200m² demonstraram-se eficientes, diferente de trabalhos publicados como o supracitado (VILLANUEVA; TASSI, 2004).

Outra contribuição deste trabalho foi o levantamento das áreas de telhado e a estimativa de volume de reservatórios, a partir de modelagem matemática com o SWMM, a partir do estudo de amortecimento de vazões excedentes, que normalmente são estimadas por equações empíricas.

O presente trabalho também utilizou como metodologia para o amortecimento de uma cheia de 10 anos de recorrência o parâmetro usual de dimensionamento de SMU, para durações de chuva inferiores à 20 minutos, considerados como eventos potencialmente causadores de problemas na rede SMU, sobretudo por serem de curta duração e intensidades altas. Normalmente, o sistema de drenagem para este tipo de chuva é superado por eventos de magnitude elevada, com a geração de ondas de cheia em todo o sistema, o que dificulta a resposta da rede de drenagem causando alagamentos. Na calibração do modelo, o evento da chuva com 15 minutos de duração de 32,8 mm, e intensidade de 131.2 mm/h, provocou alagamentos em parte da rede estudada.

Conforme (SILVEIRA; TUCCI; CRUZ, 1998) estudou seis tipos de reservatórios enterrados e moldados in loco, com a finalidade de retenção e retardo de cheia, sem o aproveitamento das águas pluviais (Figura 79).








Figura 79– Modelos de reservatórios de detenção em lotes



Fonte: (SILVEIRA; TUCCI; CRUZ, 1998).

Os MRs propostos neste trabalho são de fácil implantação, leves, de polietileno, sem a necessidade de execução de grandes intervenções e obras nos lotes da área de estudo, conforme os exemplos na Figura 80, diferente dos reservatórios de retardo supracitados os MRs propostos, também possibilitam o reaproveitamento da água de chuva.

Figura 80 – Reservatórios estimados para retenção de cheias diversas marcas.

<p>1000 litros</p>  <p>97 cm</p> <p>1,16 m</p>	<p>1500 litros</p>  <p>1,05 m</p> <p>1,43 m</p>
<p>1750 litros</p> 	<p>2000 litros</p>  <p>1,10 m</p> <p>1,55 m</p>
<p>2500 litros</p>  <p>1,62 m</p> <p>1,54 m</p>	<p>3000 litros</p>  <p>88 cm</p> <p>1,90 m</p>
<p>5000 litros</p>  <p>1,51 m</p> <p>2,25 m</p>	

Fonte: ("Leroy Merlin", 2022).

Conforme (FRANCISCHET, 2012), para as chuvas com período de retorno de 20 anos, as eficiências foram de 34,0%, 20,19% e 15,47% para os reservatórios com capacidade de 5,015m³, 3,25 m³ e 1,50 m³, respectivamente.

Os estudos de aproveitamento de água de chuva aplicados em residências sugerem economia no consumo de água, em substituição aos usos de água potável, como por exemplo, em descargas de bacias sanitárias, irrigação de jardins e lavagem de pisos. Estima-se que a captação da água de chuva pode ofertar de 12% a 100% do volume de água necessário para a manutenção de uma família (MUSAYEV; BURGESS; MELLOR, 2018).

O sistema de aproveitamento de águas pluviais implantado em moradia unifamiliar no bairro de Sulacap, Rio de Janeiro, demonstrou suprimento de água de aproximadamente um terço (32,6%) de toda a demanda de água da residência (DE OLIVEIRA, 2020).

O tratamento da água de chuva tem se tornado uma realidade em diversas linhas de pesquisa com uma eficiência considerável (DE OLIVEIRA, 2020), que buscou explorar a possibilidade de utilização da água de chuva para fins distintos do que os empregados normalmente, como lavagem de veículos e pisos e rega de jardins, de modo a suprir a maioria dos usos em uma moradia urbana típica, inclusive para usos mais nobres, como para higiene pessoal (banhos, abluções).

Estes fatores evidenciam estudos realizados com sistemas de aproveitamento de águas de chuva, para diversos fins, e que a implantação de MRs em lotes urbanos pode atenuar picos de cheias, além de proporcionar o uso da água de chuva utilizada para finalidades não potáveis.

5. CONCLUSÃO

A partir dos resultados das modelagens hidráulica e hidrológica com o modelo SWMM, avaliou-se a viabilidade técnica da implantação de MRs com e sem amortecimento, para o amortecimento e aproveitamento de águas pluviais em uma microbacia urbana na Tijuca, Rio de Janeiro – RJ.

Desse modo, pode-se concluir que:

- A ferramenta para a modelagem numérica hidrodinâmica de modelagem hidrológica e hidráulica, obteve resultados satisfatórios, possibilitando a propagação de fluxo de onda dinâmica, que normalmente não é utilizado em redes de micro drenagens. Esta forma de cálculo considera o remanso hidráulico em toda rede e identifica controles hidráulicos de difícil percepção com escoamento uniforme;
- A modelagem também demonstrou que a implantação de MRs nos lotes atendeu aos critérios Y/D de profundidade da (RIO-ÁGUAS, 2019b), sem a necessidade de realizar a ampliação na rede implantada, o aumento de seções de galerias e o rompimento do pavimento com escavações e custos onerosos. O único trecho que não atendeu ao critério foi o trecho 6l.4 a 6l.5, porém a galeria deixou de trabalhar forçada;
- Os MRs para o caso de uma bacia urbana sem áreas de contribuição adjacentes, ou seja, sem aflúências de morros ou rios, demonstrou-se eficiente e atenuou o pico da cheia de 10 anos de recorrência de forma satisfatória, com significativa redução da vazão de pico média de 36,9% e de profundidade 30,9% em todo sistema de drenagem;
- Identificou-se influência do remanso no subtrecho 6l.1 a 6l. Esta região, de acordo com a modelagem, possui um controle hidráulico a jusante no PV 6l que recebe aflúência do sistema entre os PV1l a PV 5l. Este remanso gerou uma onda negativa no subtrecho, de modo que o subtrecho 6l.1 a 6l tivesse uma significativa redução de sua capacidade de escoamento. Este fenômeno pode ser observado com facilidade em um modelo hidrodinâmico de fluxo, enquanto em uma modelagem não hidrodinâmica, ou seja, com escoamento uniforme sem os controles hidráulicos e os remansos das redes a jusante, seria de difícil percepção;
- A análise dos volumes para reservatórios comerciais ressalta a facilidade de implantação de MRs em função da área do telhado. De forma simplificada, a implantação de MRs nos lotes auxilia no combate às cheias de curta duração, que normalmente causam danos em redes de micro drenagens.

Diante dos fatos apresentados a implantação de MRs se enquadra como uma solução de baixo custo e adequada para região, com o intuito de minimizar os problemas frequentes de inundação.

Para fins de estudos futuros, recomenda-se:

- A melhoria da calibração do modelo com medição de vazão na rede;
- Aplicação de uma metodologia automatizada para determinação das afluências dos MRs, com a elaboração de hidrogramas unitários para microbacias no SWMM;
- Desenvolvimento de uma metodologia que garanta que todos os reservatórios estejam vazios durante a passagem de uma onda de cheia. A Defesa Civil da cidade do Rio de Janeiro possui um sistema de envio de mensagem aos contribuintes, avisando quando há previsão de temporais”. Deste modo, pode-se avaliar a integração de sistemas de alerta aos contribuintes cadastrados que residem na bacia com mensagens de avisos, como: “Esvazie seu reservatório, previsão de chuva forte”, quando houver previsão de chuvas na região;
- Avaliação dos efeitos na rede de SMU, quanto à implantação de 100%, 75%, 50% e 25% de lotes, como medida de análise da eficiência no amortecimento de cheia nestes casos;
- Os SMU e os sistemas de macrodrenagem, devem se manter limpos para minimizar as inundações urbanas estes sistemas normalmente são gerenciados pelas prefeituras;
- A criação de uma política pública que estimule com adoção de MRs a redução do IPTU para lotes abaixo de 500 m² de moradores na bacia que instalassem MRs com seus recursos com profissionais devidamente habilitados no tema, com a vantagem de mitigação das inundações e economia de água potável na cidade.

REFERÊNCIAS

- AGEVAP. Associação Pró-Gestão das Águas Da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba Do Sul, CBH-BG Subcomitê Oeste Movimento de Massa e Inundação, Mapa de Suscetibilidade à Inundação e ao Movimento de Massa, 2020.
- ALCÂNTARA, U. M. A. Revista de Engenharia Sanitária. Roteiro Para o Projeto de Galerias Pluviais de Seção Circular, v. 01, n. 01, p. 17 a 66, 1962.
- ALERTA RIO. Fundação GEO-RIO. Sistema Alerta Rio da Prefeitura do Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://alertario.rio.rj.gov.br/>>. Acesso em: 30 out. 2019.
- AMANTE, F. DE O.; COSTA, A. J. S. T. DA. Carta de Enchentes da Praça da Bandeira e Tijuca (RJ), 11. v. 11, n. Geo UERJ Revista do Departamento de Geografia, UERJ, p. 47–59, 2002.
- AMANTHEA, N.; NASCIMENTO, N. Urbanização de baixo impacto (LID): Uso de geotecnologias para estimativa do tempo de concentração de bacia em cenário de pré-desenvolvimento. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 20, n. 1, p. 249–266, 2015.
- ARAUJO, E. C. DE; NEVES, I. S. C.; FRAZÃO, M. E. G. Estruturas verdes e hídricas no planejamento e na gestão das cidades: abordagens complementares sobre a questão ambiental urbana. v. 5, n. Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades, 9 dez. 2017.
- AZEVEDO NETTO, J. M. DE; FERNÁNDEZ, M. F. Y. Manual de hidráulica. 9 edição ed. [s.l.] Blucher, 2015.
- BAPTISTELLA MACHADO DUTRA, J.; DAS GRAÇAS SILVA, T. F. Avaliação do desempenho de telhados verdes e reservatórios de lote no amortecimento de vazões de pico em uma bacia urbana. Revista DAE, v. 68, n. 227, p. 35–49, 21 out. 2020.
- BARCO, J.; WONG, K. M.; STENSTROM, M. K. Automatic Calibration of the U.S. EPA SWMM Model for a Large Urban Catchment. Journal of Hydraulic Engineering, v. 134, n. 4, p. 466–474, abr. 2008.
- BONAVITA, G. D. DE O.; FONSECA, P. L. DA. Análise de sistemas de microdrenagem. Labor e Engenho, v. 13, p. e019007, 25 set. 2019.
- BRAGA, R. N. DE S. et al. Determinação e interpolação dos coeficientes das equações de chuvas intensas para cidade do Rio de Janeiro. Ambiente e Água - An Interdisciplinary Journal of Applied Science, v. 13, n. 1, p. 1, 16 fev. 2018.
- CHOW, V. T. Hidrologia Aplicada. Santa Fé de Bogotá: McGraw-Hill Interamerica S.A, 1993.
- CHOW, V. T. Hidráulica de Los Canales Abiertos. Santa Fé de Bogotá: McGraw-Hill, 1998.
- COHIDRO. Tijuca - Diversas Ruas Entre os Rios Maracanã e Joana – Alternativa 2 Planta de Rede - Bacias H, I E J. Prefeitura da Cidade do Rio De Janeiro Secretaria Municipal de Obras e Conservação Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas - Rio-Águas, , 2010. Disponível em: <arquivo nº 4-3-D-898 fl 5/10 e 9/10>

DRUMOND, P.; COELHO, M.; MOURA, P. Investigação Experimental dos Valores de Coeficiente de Descarga em Tubos de Saída de Microrreservatórios. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 19, n. 2, p. 267–279, 2014.

FANTOLI, G. *Le acque di piena nella rete delle fognature di Milano. Relazione della Commissione Cipolletti*, 1904.

FOGEIRO, J. S. *Aplicação do Conceito e Métodos no Bairro Marechal Gomes da Costa, Porto*. p. 77, 2019.

FORTLEV. *Catálogo Técnico Tanque Fortlev*. Disponível em: <www.fortlev.com.br>. Acesso em: 23 out. 2019.

FRANCISCHET, M. M. *Análise da Influência dos Reservatórios de Detenção Domiciliares no Escoamento Superficial Urbano. Dissertação de Mestrado—Faculdade de Engenharia Civil Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil FECIV: Universidade Federal de Uberlândia*, 2012.

FREITAS, F. R. S. *Avaliação progressiva da qualidade da água do escoamento superficial de uma bacia fechada de drenagem urbana. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental—Rio Grande do Norte: Universidade Federal do Rio Grande do Norte UFRN*, 2013.

GLENDENNING, C. J.; VERVOORT, R. W. Hydrological impacts of rainwater harvesting (RWH) in a case study catchment: The Arvari River, Rajasthan, India. *Agricultural Water Management*, v. 98, n. 4, p. 715–730, fev. 2011.

GOMES NÉTO, N. C. et al. *Soluções Baseadas na Natureza aplicadas à conservação e à gestão integrada das águas – Um estudo prospectivo à luz da Agenda 2030 da ONU*. *Revista Principia - Divulgação Científica e Tecnológica do IFPB*, v. 1, n. 51, p. 30, 3 set. 2020.

GRAEL, F. RJ 1 *Globo G1*. *Piscinões construídos pela Prefeitura do Rio não evitam alagamentos.*, p. <https://g1.globo.com/rio-de-janeiro/noticia/2016/03/piscinoes-construidos-pela-prefeitura-do-rio-nao-evitam-alagamentos.html>, 2016.

HDC. *Hydraulic Design Criteria*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, n. Sheets 211-1 To 230-1/2, p. 93, 1987.

HEC-HMS. *Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System*. : HEC-HMS Hydrologic Modeling System. Washington, D.C.: Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, , maio 2022. . Acesso em: 22 jun. 2022

HOSS, F.; FISCHBACH, J.; MOLINA-PEREZ, E. Effectiveness of Best Management Practices for Stormwater Treatment as a Function of Runoff Volume. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 142, n. 11, p. 05016009, nov. 2016.

JORNAL EXTRA. *Rio está em estágio de atenção por casa da chuva; bombeiros registram 480 ocorrências nas últimas 14 horas*. Notícias. Disponível em: <<https://extra.globo.com/noticias/rio/rio-esta-em-estagio-de-atencao-por-casa-da-chuva-bombeiros-registram-480-ocorrencias-nas-ultimas-14-horas-25459876.html>>. Acesso em: 2 maio. 2022.

Leroy Merlin. Vendas. Disponível em:

<<https://www.leroymerlin.com.br/search?term=caixas%20d%27%20%C3%A1gua&searchTerm=caixas%20d%27%20%C3%A1gua&searchType=default>>. Acesso em: 14 maio. 2022.

MAIA, C. Prefeitura do Rio de Janeiro Decreto Nº 23.940. Torna Obrigatório, nos Casos Previstos, a Adoção de Reservatórios Que Permitam o Retardo do escoamento das Águas Pluviais Para a Rede de Drenagem. . 30 jan. 2004.

MARTINS DE MENEZES FILHO, F. C.; RIBEIRO DA COSTA, A. Sistemática de Cálculo para o Dimensionamento de Galerias de Águas Pluviais: uma Abordagem Alternativa. REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 4, n. 1, 25 jul. 2012.

MELLER, A.; PAIVA, E. Simulação Hidrodinâmica 1D de Inundações em Sistema de Drenagem Urbana. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 12, n. 2, p. 81–92, 2007.

MIERZWA, J. C.; HESPANHOL, I. Águas pluviais: método de cálculo do reservatório e conceitos para um aproveitamento adequado. v. 4, n. 1, p. 9, 2007.

MIKE, B. et al. HEC-HMS User's Manual. p. 752, [s.d.].

MIORANDO, T.; BRIÃO, V. B.; GIRARDELLI, L. Potabilização de água da chuva por ultrafiltração. Engenharia Sanitaria e Ambiental, v. 22, n. 3, p. 481–490, maio 2017.

MUSAYEV, S.; BURGESS, E.; MELLOR, J. A global performance assessment of rainwater harvesting under climate change. Resources, Conservation and Recycling, v. 132, p. 62–70, maio 2018.

NBR 15527/2007. NBR 15527/2007 Aproveitamento De Agua Da Chuva,. ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, , 2007.

OHNUMA JR., A. A. et al. Metodologia para seleção de microbacias de drenagem urbana para implantação de microreservatórios: estudo de caso da bacia da Tijuca, RJ. Sistemas & Gestão, v. 13, n. 4, p. 458–468, 12 dez. 2018.

OHNUMA JÚNIOR, A. A. Medidas não convencionais de reservação d'água e controle da poluição hídrica em lotes domiciliares. Doutorado em Ciências da Engenharia Ambiental—São Carlos: Universidade de São Paulo, 19 dez. 2008.

OLIVEIRA, B.; BOTELHO, R.; PORTALGEO (IPP, 2010). Alterações Antrópicas em Cursos de Água em Ambiente Urbano e o Potencial De Ocorrência De Enchentes: O Caso Da Bacia Do Canal Do Mangue (Rio De Janeiro - Rj). GEOGRAFIA, Rio Claro, , abr. 2014. . Acesso em: 20 jun. 2021

OLIVEIRA, FLÁVIO GIRO DE. Análise da viabilidade de um sistema domiciliar de aproveitamento de águas pluviais na cidade do Rio de Janeiro Rio de Janeiro 2020. Mestrado em Hidráulica e Saneamento—Rio de Janeiro - RJ - Brasil: Universidade Estadual do Rio de Janeiro, 2020.

PAIVA, A. C. DA E. et al. Urban expansion and its impact on water security: The case of the Paraíba do Sul River Basin, São Paulo, Brazil. Science of The Total Environment, v. 720, p. 137509, jun. 2020.

PMSB. Plano Municipal de Saneamento Básico da Cidade do Rio De Janeiro. Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro Secretaria Municipal de Saneamento e Recursos Hídricos Fundação Instituto das Águas, , 2015.

PORTO, R. DE M. Hidráulica Básica. São Carlos: EESC, 2006.

RECANATESI, F. et al. Assessment of stormwater runoff management practices and BMPs under soil sealing: A study case in a peri-urban watershed of the metropolitan area of Rome (Italy). *Journal of Environmental Management*, v. 201, p. 6–18, out. 2017.

RIGHETTO, A. M.; GOMES, K. M.; FREITAS, F. R. S. Poluição difusa nas águas pluviais de uma bacia de drenagem urbana. *Engenharia Sanitaria e Ambiental*, v. 22, n. 6, p. 1109–1120, dez. 2017.

RIO-ÁGUAS. Obras dos Piscinões custam 298 milhões de reais. Disponível em: <<https://www.rio.rj.gov.br/web/rio-aguas/obras-e-parcerias>>. Acesso em: 25 out. 2020.

RIO-ÁGUAS. Obras de desvio do Rio Joana custam 268,1 milhões de reais. Disponível em: <<https://www.rio.rj.gov.br/web/rio-aguas/obras-e-parcerias>>. Acesso em: 25 out. 2020a.

RIO-ÁGUAS. Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas De Drenagem Urbana. , Aprovada pela Portaria O/SUB – RIO-ÁGUAS “N” nº. 004/2010, , 2019b.

ROSSMAN, L. A. Storm Water Management Model User’s Manual Version 5.1. United States Environmental Protection Agency, , 2015. Disponível em: <www2.epa.gov/water-research>

ROSSMAN; UFPB. SWMM Modelo de Gestão de Drenagem Urbana Versão em Português (Brasil). Traduzido pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento Universidade Federal da Paraíba, UFPB, BRASIL.EPA United States Environmental Protection Agency, , 2012.

ROSTAD, N.; FOTI, R.; MONTALTO, F. A. Harvesting rooftop runoff to flush toilets: Drawing conclusions from four major U.S. cities. *Resources, Conservation and Recycling*, v. 108, p. 97–106, mar. 2016.

SAATCI, A. Velocity and Depth of Flow Calculations in Partially Filled Pipes. *Journal of Environmental Engineering*, v. 116, n. 6, p. 1202–1208, out. 1990.

SANTOS, A. S. P. et al. Engenharia e Meio Ambiente - Aspectos Conceituais e Práticos. 1. ed. Travessa do Ouvidor, 11, RJ-RJ: LTC Livros Tecnicos e Científicos Editora Ltda, 2021. v. 1

SILVA, K. A. D. Análise Da Eficiência de Métodos de Controle de Enchentes na Atenuação de Picos De Cheias Utilizando O Modelo Computacional Swmm – Storm Water Management Model. Dissertação de Mestrado—Goiânia/GO: UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS, 2007.

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

SWMM. Storm Water Management Model. : SWMM Storm Water Management Model.U.S Environmental Protection Agency Cincinnati, Ohio CDM, Inc. Cambridge, MA EPA United States Environmental Protection Agency, , 2012.

TOMAZ, P. Água Pague Menos. Em: Capítulo 03-Aproveitamento de água de chuva. Livro eletrônico: Plínio Tomaz, 2010. v. Capítulo 03-Aproveitamento de água de chuva. 14.

TUCCI, C. E. M. Hidrologia ciência e aplicação. Porto Alegre: Editora da UFRGS ABRH, 2009.

USE AGUA DE CHUVA · MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO. Useaguadechuva.com. Acesso em: 2 mar. 2022.

VILLANUEVA, A.; TASSI, R. Análise do Impacto dos Microrreservatórios de Lote nos Custos de Uma Rede de Drenagem Urbana. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 9, n. 3, p. 89–98, 2004.

APÊNDICE A – ÁREAS DE TELHADO LEVANTADAS

PV-1I	PV-2I	PV-3I	PV-4I	PV-5I	PV-6I.1	PV-6I.2	PV-6I.3	PV-6I.4	PV-6I.5
83	360	106	108	108	105	63,6	114	193	551
92,1	55,7	148	73	72,4	119	48,2	71,9	400	166
75	147	124,6	95,2	103	107	74,1	83	257	158
74,4	62,4	102	55,5	72,8	112	51,3	91	139	171
85	98,4	80	53,3	159	99,2	67,3	121		
93	70,1	57				44,3	128		
163	122	184				36	137		
158	281	100				36	114		
189	131	100				99,4	126		
228	115	250				120	78		
221		141				106	81,3		
96,3		141				93	55,7		
80		609				79	61,8		
102		111				84,4	60,3		
109		108				99,6	51		
143		223				75	427		
112		207				95,1	166		
116		209,4				90,3			
118		55				111			
102		539				177			
167		255				155			
		233				82			
		225				177			
		97				121			
		109							
		80							
		73,7							
		89,3							
		85							
		74,3							
		67,5							
		120							
		133							
		71,6							
		84,3							
		79,5							
		88,7							
		92,8							
		76							
		106							
		160							
		155							
		250							
		158							

	PV-1I	PV-2I	PV-3I	PV-4I	PV-5I	PV-6I.1	PV-6I.2	PV-6I.3	PV-6I.4	PV-6I.5	
			145								
			238								
			208								
			134								
			126								
			130								
			91,6								Total (m ²)
área de telhados	2606,8	1442,6	7631	385	515,2	542,2	2185,6	1967	989	1046	19311
Quantidade de telhados	21	10	51	5	5	5	24	17	4	4	146

Fonte: Autor

APÊNDICE B – Quantidade e áreas totais de telhado para estudo estatístico

Faixas	Área de telhado (m ²)	Quantidade na área de estudo(un)	Área total de telhado (m ²)
50 a 100	50	6	300
50 a 100	60	10	600
50 a 100	70	12	840
50 a 100	80	15	1200
50 a 100	90	10	900
50 a 100	100	15	1500
110 a 200	110	16	1760
110 a 200	120	10	1200
110 a 200	130	7	910
110 a 200	140	5	700
110 a 200	150	3	450
110 a 200	160	8	1280
110 a 200	170	4	680
110 a 200	180	3	540
110 a 200	190	2	380
210 a 300	210	3	630
210 a 300	220	2	440
210 a 300	230	4	920
210 a 300	240	1	240
210 a 300	250	3	750
210 a 300	280	1	280
310 a 610	360	1	360
310 a 610	400	1	400
310 a 610	430	1	430
310 a 610	540	2	1080
310 a 610	610	1	610

Fonte: Autor

APÊNDICE C – Tabela de afluências de telhados vazão x tempo nos MRs

Tempo (min)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
intensidade (mm/h)	145,46	141,92	138,59	135,46	132,50	129,70	127,05	124,53	122,14	119,86	117,69
Áreas de telhado (m ²)	Vazão l/s										
50 m ²	1,82	1,77	1,73	1,69	1,66	1,62	1,59	1,56	1,53	1,50	1,47
60 m ²	2,18	2,13	2,08	2,03	1,99	1,95	1,91	1,87	1,83	1,80	1,77
70 m ²	2,55	2,48	2,43	2,37	2,32	2,27	2,22	2,18	2,14	2,10	2,06
80 m ²	2,91	2,84	2,77	2,71	2,65	2,59	2,54	2,49	2,44	2,40	2,35
90 m ²	3,27	3,19	3,12	3,05	2,98	2,92	2,86	2,80	2,75	2,70	2,65
100 m ²	3,64	3,55	3,46	3,39	3,31	3,24	3,18	3,11	3,05	3,00	2,94
110 m ²	4,00	3,90	3,81	3,73	3,64	3,57	3,49	3,42	3,36	3,30	3,24
120 m ²	4,36	4,26	4,16	4,06	3,98	3,89	3,81	3,74	3,66	3,60	3,53
130 m ²	4,73	4,61	4,50	4,40	4,31	4,22	4,13	4,05	3,97	3,90	3,82
140 m ²	5,09	4,97	4,85	4,74	4,64	4,54	4,45	4,36	4,27	4,20	4,12
150 m ²	5,45	5,32	5,20	5,08	4,97	4,86	4,76	4,67	4,58	4,49	4,41
160 m ²	5,82	5,68	5,54	5,42	5,30	5,19	5,08	4,98	4,89	4,79	4,71
170 m ²	6,18	6,03	5,89	5,76	5,63	5,51	5,40	5,29	5,19	5,09	5,00
180 m ²	6,55	6,39	6,24	6,10	5,96	5,84	5,72	5,60	5,50	5,39	5,30
190 m ²	6,91	6,74	6,58	6,43	6,29	6,16	6,03	5,92	5,80	5,69	5,59
200 m ²	7,27	7,10	6,93	6,77	6,63	6,49	6,35	6,23	6,11	5,99	5,88
210 m ²	7,64	7,45	7,28	7,11	6,96	6,81	6,67	6,54	6,41	6,29	6,18
220 m ²	8,00	7,81	7,62	7,45	7,29	7,13	6,99	6,85	6,72	6,59	6,47
230 m ²	8,36	8,16	7,97	7,79	7,62	7,46	7,31	7,16	7,02	6,89	6,77
240 m ²	8,73	8,52	8,32	8,13	7,95	7,78	7,62	7,47	7,33	7,19	7,06
250 m ²	9,09	8,87	8,66	8,47	8,28	8,11	7,94	7,78	7,63	7,49	7,36
280 m ²	10,18	9,93	9,70	9,48	9,28	9,08	8,89	8,72	8,55	8,39	8,24
360 m ²	13,09	12,77	12,47	12,19	11,93	11,67	11,43	11,21	10,99	10,79	10,59
400 m ²	14,55	14,19	13,86	13,55	13,25	12,97	12,71	12,45	12,21	11,99	11,77
430 m ²	15,64	15,26	14,90	14,56	14,24	13,94	13,66	13,39	13,13	12,88	12,65
540 m ²	19,60	19,12	18,68	18,25	17,85	17,48	17,12	16,78	16,46	16,15	15,86
610 m ²	22,15	21,61	21,10	20,62	20,17	19,75	19,34	18,96	18,60	18,25	17,92

Fonte: Autor

APÊNDICE D – Resultados da modelagem com MRs no SWMM

MR PV de desague	Prof. Máxima	Volume máx	Prof. Sem vertimento do orifício	Volume acumulado para aproveitamento de chuva	Área de Telhado
Nó Res-PVX	Metros	Litros	Metros	Litros	(m ²)
Res1-PV1I	0,40	1576	0,400	1576	80
Res2-PV1I	0,45	1773	0,450	1773	90
Res3-PV1I	0,40	1576	0,400	1576	80
Res4-PV1I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res5-PV1I	0,45	1773	0,450	1773	90
Res6-PV1I	0,45	1773	0,450	1773	90
Res7-PV1I	0,79	3113	0,790	3113	160
Res8-PV1I	0,79	3113	0,790	3113	160
Res9-PV1I	0,94	3704	0,940	3704	190
Res10-PV1I	1,14	4493	1,120	4414	230
Res11-PV1I	1,09	4295	1,090	4295	220
Res12-PV1I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res13-PV1I	0,40	1576	0,400	1576	80
Res1-PV2I	1,25	4926	1,120	4414	360
Res2-PV2I	0,30	1182	0,300	1182	60
Res1-PV4I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res14-PV1I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res15-PV1I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res16-PV1I	0,69	2719	0,690	2719	140
Res17-PV1I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res18-PV1I	0,59	2325	0,590	2325	120
Res19-PV1I	0,59	2325	0,590	2325	120
Res20-PV1I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res21-PV1I	0,84	3310	0,840	3310	170
Res3-PV2I	0,74	2916	0,740	2916	150
Res4-PV2I	0,30	1182	0,300	1182	60
Res10-PV2I	0,59	2325	0,590	2325	120
Res9-PV2I	0,64	2522	0,640	2522	130
Res8-PV2I	1,22	4808	1,120	4414	280
Res7-PV2I	0,59	2325	0,590	2325	120
Res5-PV2I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res6-PV2I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res1-PV3I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res2-PV3I	0,74	2916	0,740	2916	150
Res3-PV3I	0,59	2325	0,590	2325	120
Res4-PV3I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res5-PV3I	0,40	1576	0,400	1576	80
Res6-PV3I	0,30	1182	0,300	1182	60
Res7-PV3I	0,89	3507	0,890	3507	180
Res8-PV3I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res9-PV3I	0,50	1970	0,500	1970	100

MR PV de desagüe	Prof. Máxima	Volumen máx	Prof. Sem vertimento do orifício	Volumen acumulado para aproveitamento de chuva	Área de Telhado
Nó Res-PVX	Metros	Litros	Metros	Litros	(m ²)
Res10-PV3I	1,14	4493	1,120	4414	230
Res11-PV3I	0,69	2719	0,690	2719	140
Res12-PV3I	0,69	2719	0,690	2719	140
Res13-PV3I	1,27	5005	1,120	4414	610
Res14-PV3I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res15-PV3I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res16-PV3I	1,09	4295	1,090	4295	220
Res17-PV3I	1,04	4098	1,040	4098	210
Res18-PV3I	1,04	4098	1,040	4098	210
Res19-PV3I	0,30	1182	0,300	1182	60
Res20-PV3I	1,27	5005	1,120	4414	540
Res21-PV3I	1,20	4729	1,120	4414	250
Res22-PV3I	1,14	4493	1,120	4414	230
Res23-PV3I	1,14	4493	1,120	4414	230
Res24-PV3I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res25-PV3I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res26-PV3I	0,40	1576	0,400	1576	80
Res27-PV3I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res28-PV3I	0,45	1773	0,450	1773	90
Res29-PV3I	0,45	1773	0,450	1773	90
Res30-PV3I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res31-PV3I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res33-PV3I	0,64	2522	0,640	2522	130
Res32-PV3I	0,59	2325	0,590	2325	120
Res34-PV3I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res35-PV3I	0,40	1576	0,400	1576	80
Res36-PV3I	0,40	1576	0,400	1576	80
Res37-PV3I	0,45	1773	0,450	1773	90
Res38-PV3I	0,45	1773	0,450	1773	90
Res39-PV3I	0,40	1576	0,400	1576	80
Res40-PV3I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res41-PV3I	0,79	3113	0,790	3113	160
Res42-PV3I	0,79	3113	0,790	3113	160
Res43-PV3I	1,20	4729	1,120	4414	250
Res44-PV3I	0,79	3113	0,790	3113	160
Res45-PV3I	0,74	2916	0,740	2916	150
Res49-PV3I	0,64	2522	0,640	2522	130
Res48-PV3I	0,64	2522	0,640	2522	130
Res47-PV3I	1,04	4098	1,040	4098	210
Res46-PV3I	1,18	4650	1,120	4414	240
Res50-PV3I	0,64	2522	0,640	2522	130
Res51-PV3I	0,45	1773	0,450	1773	90

MR PV de desagüe	Prof. Máxima	Volumen máx	Prof. Sem vertimento do orifício	Volumen acumulado para aproveitamento de chuva	Área de Telhado
Nó Res-PVX	Metros	Litros	Metros	Litros	(m ²)
Res2-PV4I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res3-PV4I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res5-PV4I	0,30	1182	0,300	1182	60
Res4-PV4I	0,30	1182	0,300	1182	60
Res1-PV5I	0,55	2167	0,550	2167	110
Res2-PV5I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res3-PV5I	0,50	1970	0,500	1970	100
Res4-PV5I	0,35	1379	0,350	1379	70
Res5-PV5I	0,79	3113	0,790	3113	160
Res1-PV6I.1	0,55	2167	0,550	2167	110
Res2-PV6I.1	0,59	2325	0,590	2325	120
Res3-PV6I.1	0,55	2167	0,550	2167	110
Res4-PV6I.1	0,55	2167	0,550	2167	110
Res5-PV6I.1	0,50	1970	0,500	1970	100
Res1-PV6I.2	0,30	1182	0,300	1182	60
Res2-PV6I.2	0,25	985	0,250	985	50
Res3-PV6I.2	0,35	1379	0,350	1379	70
Res4-PV6I.2	0,25	985	0,250	985	50
Res5-PV6I.2	0,35	1379	0,350	1379	70
Res6-PV6I.2	0,25	985	0,250	985	50
Res7-PV6I.2	0,25	985	0,250	985	50
Res8-PV6I.2	0,25	985	0,250	985	50
Res9-PV6I.2	0,50	1970	0,500	1970	100
Res10-PV6I.2	0,59	2325	0,590	2325	120
Res13-PV6I.2	0,40	1576	0,400	1576	80
Res16-PV6I.2	0,40	1576	0,400	1576	80
Res18-PV6I.2	0,45	1773	0,450	1773	90
Res21-PV6I.2	0,79	3113	0,790	3113	160
Res22-PV6I.2	0,40	1576	0,400	1576	80
Res23-PV6I.2	0,89	3507	0,890	3507	180
Res24-PV6I.2	0,59	2325	0,590	2325	120
Res12-PV6I.2	0,50	1970	0,500	1970	100
Res11-PV6I.2	0,55	2167	0,550	2167	110
Res14-PV6I.2	0,4	1576	0,400	1576	80
Res15-PV6I.2	0,50	1970	0,500	1970	100
Res17-PV6I.2	0,50	1970	0,500	1970	100
Res19-PV6I.2	0,55	2167	0,550	2167	110
Res20-PV6I.2	0,89	3507	0,890	3507	180
Res1-PV6I.3	0,55	2167	0,550	2167	110
Res2-PV6I.3	0,35	1379	0,350	1379	70
Res3-PV6I.3	0,40	1576	0,400	1576	80
Res4-PV6I.3	0,45	1773	0,450	1773	90

MR PV de desague	Prof. Máxima	VOLUME máx	Prof. Sem vertimento do orifício	VOLUME acumulado para aproveitamento de chuva	Área de Telhado
Nó Res-PVX	Metros	Litros	Metros	Litros	(m ²)
Res5-PV6I.3	0,59	2325	0,590	2325	120
Res6-PV6I.3	0,64	2522	0,640	2522	130
Res7-PV6I.3	0,69	2719	0,690	2719	140
Res8-PV6I.3	0,55	2167	0,550	2167	110
Res9-PV6I.3	0,64	2522	0,640	2522	130
Res10-PV6I.3	0,40	1576	0,400	1576	80
Res11-PV6I.3	0,40	1576	0,400	1576	80
Res12-PV6I.3	0,30	1182	0,300	1182	60
Res13-PV6I.3	0,30	1182	0,300	1182	60
Res14-PV6I.3	0,30	1182	0,300	1182	60
Res15-PV6I.3	0,25	985	0,250	985	50
Res16-PV6I.3	1,27	5005	1,120	4414	430
Res17-PV6I.3	0,84	3310	0,840	3310	170
Res1-PV6I.4	0,94	3704	0,940	3704	190
Res2-PV6I.4	1,26	4965	1,120	4414	400
Res3-PV6I.4	1,20	4729	1,120	4414	250
Res4-PV6I.4	0,69	2719	0,690	2719	140
Res1-PV6I.5	1,27	5005	1,120	4414	540
Res2-PV6I.5	0,84	3310	0,840	3310	170
Res3-PV6I.5	0,79	3113	0,790	3113	160
Res4-PV6I.5	0,84	3310	0,840	3310	170
Total		351639		346319	19380
Máximo	610				
Médio	133				
Minimo	50				

Fonte: Autor

ANEXO A – Planilha da Rio Águas

POCO DE VISITA				DEFLUVIOS A ESCOAR											GALERIA DE JUSANTE													
LOCALIZACAO				BACIA LOCAL					CONTRIBUIÇÃO LOCAL						Defl. à F	Declividade greide (m/m)	Declividade (m/m)	Dimensões (m)	Altura d'agua Normal (m)	Y/D (%)	Prof mont jus (m)	Velocidade (m/s)	Comprimento (m)	Tempo de Perc. (min)	Tempo Total Perc. (min)			
PV	Situação Estaca			Cotas Terreno (m)	Fundo (m)	N.A. (m)	Area (ha)	Coef. Imper.	Area Total (ha)	Coef. Distr.	Coef. Distr.	Tempo Conc. (min)	Int. Pluv. (mm/h)	Coef. Defluv.												Defl. Local (l/s)	Defl. Escoar (l/s)	
1I	0 +	0,00		10,100	0,900 9,200	0,90 9,63	0,58	0,80	0,58	1,09	1,00	10,00	170,1	0,69	189,9	189,9	0,323410	0,00350	0,0024	0,50	0,43	85	0,90	1,08	40,00	0,62	0,62	
2I	2 +	0,00		9,960	9,106 9,106	9,53 9,53	0,36	0,80	0,94	1,01	1,00	10,62	166,9	0,70	117,2	307,1	0,248680	0,00053	0,0023	0,70	0,43	85	0,85	1,03	38,00	0,61	1,23	
3I	3 +	18,00		9,940	9,019 8,787	9,44 9,47	1,77	0,80	2,71	0,86	0,86	11,23	163,8	0,71	493,1	800,3	0,258218	0,00075	0,0013	1,10	0,69	86	0,92	1,15	1,06	40,00	0,63	1,86
4I	5 +	18,00		9,910	8,735 8,735	9,42 9,45	0,19	0,80	2,90	0,85	0,85	11,86	160,7	0,72	52,0	852,3	0,275009	0,00025	0,0013	1,10	0,72	90	1,18	1,18	1,08	40,00	0,62	2,48
5I	7 +	18,00		9,900	8,683 8,683	9,40 9,43	0,18	0,80	3,08	0,84	0,84	12,48	157,8	0,73	48,5	900,8	0,290661	0,00030	0,0013	1,10	0,75	83	1,22	1,22	1,09	33,40	0,51	2,99
6I	9 +	11,40		9,890	8,639 8,639	9,39 9,42	0,15	0,80	3,23	0,84	0,84	12,99	155,5	0,73	39,9	1446,8	0,204149	0,00069	0,0013	1,50	0,79	87	1,25	1,23	14,50	0,20	3,19	
7I	10 +	5,90		9,880	8,620 8,504	9,41 9,41	0,00	0,80	3,23	0,84	0,84	13,19	154,7	0,74	0,0	1446,8	0,245356	0,00000	0,0009	1,50	0,90	90	1,26	1,38	1,07	30,00	0,47	3,65
8I	11 +	15,90		9,880	8,477 8,477	9,38 9,38	0,00	0,80	3,23	0,84	0,84	13,65	152,7	0,74	0,0	1446,8	0,245356	0,00067	0,0009	1,50	0,90	90	1,40	1,40	1,07	15,00	0,23	3,89
Des.	12 +	10,90		9,870	8,464 8,464	9,37 9,37	0,00	0,80	3,23	0,84	0,84	13,89	151,7	0,74	0,0	1446,8	0,245356	0,00009	0,0009	1,50	0,90	90	1,41	1,41	1,07	0,00	0,00	3,89
6I.1	0 +	0,00		10,350	0,900 9,450	9,60	0,14	0,80	0,14	1,34	1,00	10,00	170,1	0,69	45,8	45,8	0,097035	0,00500	0,0050	0,40	0,15	38	0,90	1,01	40,00	0,66	0,66	
6I.2	2 +	0,00		10,150	9,250 8,978	9,40 9,40	0,46	0,80	0,60	1,08	1,00	10,66	166,6	0,70	149,7	195,5	0,322830	0,00475	0,0025	0,50	0,43	85	0,90	1,17	1,11	40,00	0,60	1,26
6I.3	4 +	0,00		9,960	8,878 8,878	9,30 9,31	0,49	0,80	1,09	0,99	0,99	11,26	163,6	0,71	156,5	352,0	0,214066	0,00125	0,0020	0,80	0,43	72	1,08	1,08	1,01	40,00	0,66	1,92
6I.4	6 +	0,00		9,910	8,798 8,725	9,23 9,26	0,26	0,80	1,35	0,96	0,96	11,92	160,4	0,72	79,8	431,8	0,284835	0,00025	0,0017	0,80	0,54	90	1,11	1,18	1,00	40,00	0,66	2,58
6I.5	8 +	0,00		9,900	8,657 8,657	9,20 9,22	0,25	0,80	1,60	0,93	0,93	12,58	157,4	0,73	74,2	506,1	0,259574	0,00081	0,0015	0,90	0,56	81	1,24	1,24	1,00	12,40	0,21	2,79
6I	8 +	12,40		9,890	8,639 8,639	9,20 9,20	0,00	0,80	1,60	0,93	0,93	12,79	156,4	0,73	0,0	506,1	0,259574	0,00000	0,0015	0,90	0,56	81	1,25	1,25	1,00	0,00	0,00	2,79

Fonte: Rio Águas