



2023

## Simulação de dimensionamento de rede de drenagem urbana convencional em diferentes cenários de tempo de concentração ( $T_c$ ) e uso de técnicas compensatórias

Alexei Gabriel Schmitz da Silva Cruz a; Isabel Kaufmann de Almeida b

<sup>a</sup> Aluno de Graduação em Engenharia Civil, [alexschmitz@gmail.com](mailto:alexschmitz@gmail.com)

<sup>b</sup> Professora Orientadora, Doutora em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, [isabel.almeida@ufms.br](mailto:isabel.almeida@ufms.br)

Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia. Universidade Federal de Mato Grosso do Sul. Av. Costa e Silva, s/nº | Bairro Universitário | 79070-900 | Campo Grande, MS, Brasil.

### RESUMO

Este estudo informa a problemática dos alagamentos em regiões urbanas, dando destaque à crescente preocupação devido ao aumento dos eventos extremos de chuvas, resultantes de mudanças climáticas e ambientais. Isso tem originado um debate sobre a necessidade de melhorias no sistema de drenagem urbana e controle de alagamentos. O estudo realiza uma breve análise da abordagem convencional da engenharia para dimensionar obras de drenagem urbana, destacando a eficiência de um sistema sustentável de drenagem que utiliza cisternas, micro reservatórios e bacias de detenção. Essas inovações têm como objetivo reduzir os impactos negativos da urbanização no ciclo hidrológico. É importante reforçar que o estudo evidencia a importância do olhar sobre a gestão de águas pluviais diante das mudanças climáticas e dos alagamentos recorrentes. Visando isto, as técnicas compensatórias são enfatizadas no presente pela sua efetividade na solução desses problemas.

**Palavras-chave:** Alagamentos. Cisterna. Micro reservatório. Bacia de detenção.

### ABSTRACT

This study informs the problem of flooding in urban regions, highlighting the growing concern due to the increase in extreme rainfall events, resulting from climate and environmental changes. This has given rise to a debate about the need for improvements in the urban drainage system and flood control. The study performs a brief analysis of the conventional engineering approach to scale urban drainage works, highlighting the efficiency of a sustainable drainage system that uses cisterns, micro reservoirs and detention basins. These innovations aim to reduce the negative impacts of urbanization on the hydrological cycle. It is important to emphasize that the study highlights the importance of the debate on rainwater management in the face of climate change and recurrent flooding. With this in mind, compensatory techniques are currently emphasized for their effectiveness in solving these problems.

**Keywords:** Flooding. Cistern. Micro reservoir. Detention basin.

## 1. INTRODUÇÃO

Os alagamentos em regiões urbanas têm-se tornado um fenômeno cada vez mais preocupante, especialmente diante do aumento nas ocorrências de eventos extremos de precipitação em períodos chuvosos recentes (IPCC, 2012). O Brasil, por ser um país de clima tropical e estar exposto a problemas ambientais que resultam em mudanças climáticas

repercutindo mundialmente, acaba por estar mais suscetível a inundações, como apontado por Hajani et al. (2017). Já foram registrados 11 desastres entre outubro de 2021 e fevereiro de 2023<sup>1</sup>, gerando um maior debate sobre a melhoria do sistema de drenagem urbana e o controle de alagamentos.

Devido a aspectos técnicos, sanitários e econômicos, a engenharia tradicionalmente adota uma abordagem higienista na gestão do esgoto e da drenagem urbana, onde o rápido transporte desses

<sup>1</sup> TEMPESTADES no Brasil ficaram muito mais fortes e frequentes nos últimos anos. g1,2023. Disponível em: <<https://g1.globo.com/jornal->

nacional/noticia/2023/02/21/tempestades-no-brasil-ficaram-muito-mais-fortes-e-frequentes-nos-ultimos-dois-anos.ghtml>. Acesso em: 15 jul. 2023.

resíduos para longe do centro urbano através de condutos enterrados é priorizado. Esse transporte pode ocorrer por meio da implantação de dois tipos distintos de sistemas: (1) Sistema unitário, no qual as águas pluviais e os esgotos sanitários são coletados e transportados numa única rede, sendo mais simples, porém com algumas limitações no tratamento de esgoto. (2) Sistema separador absoluto, composto por duas redes distintas, uma para águas pluviais, destinada a coletar e transportar as águas da chuva, e outra para esgotos sanitários, transportando os esgotos gerados nas edificações.

Existem várias soluções convencionais de engenharia que podem ser aplicadas para prevenir inundações em áreas rurais e urbanas (Robinson et al., 2010). No entanto, de acordo com Baptista e Nascimento (2002), várias limitações técnicas prejudicam o sistema de drenagem das cidades. No âmbito de sistemas não convencionais, o sistema de drenagem sustentável é uma abordagem inovadora na gestão de águas pluviais, visando minimizar os impactos negativos da urbanização no ciclo hidrológico. O conceito técnico desse sistema baseia-se em práticas como: redução da impermeabilização do solo para permitir maior infiltração da água da chuva; promoção de técnicas que imitam os processos naturais de infiltração e evaporação; e incentivo ao reuso das águas pluviais, por meio do armazenamento local.

Os processos naturais de infiltração e evaporação podem ser obtidos com a construção de telhados verdes, pavimentos permeáveis e bacias de retenção, apesar do custo elevado de implantação. No entanto, essas soluções têm alto valor na mitigação dos impactos negativos do desenvolvimento urbano. Já o reuso das águas pluviais é viabilizado pelo uso de cisternas e/ou pequenos reservatórios, que além de serem importantes ferramentas no uso racional da água, caracterizam-se por serem medidas não estruturais da drenagem, cuja ação pode ser mais eficiente em termos de custos e eficácia a longo prazo do que as abordagens tradicionais (Canholi, 1996).

Diante do exposto, o objetivo deste estudo é analisar a melhoria do sistema de drenagem urbana convencional, visando ao controle de alagamentos por meio da associação das redes convencionais de drenagem com técnicas compensatórias sustentáveis. Essas técnicas podem reduzir impactos socioambientais e melhorar a qualidade de vida de toda a população, através da mitigação dos problemas associados a alagamentos e enchentes em períodos de chuva intensa. Portanto, no presente trabalho, é verificada a redução da demanda na rede

convencional de drenagem devido à implementação das técnicas compensatórias: cisternas, micro reservatórios e bacias de retenção, numa região urbana de um município brasileiro com histórico de desastres por alagamentos.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1. Área de estudo e série de dados

A área de estudo compreende a bacia hidrográfica da região urbana de um município brasileiro com recorrência de desastres relacionados a alagamentos originados por eventos extremos de precipitação. A partir do Formulário de Informação de Desastres (FIDE), regulamentado pela Instrução Normativa nº 2, de 20/12/2016, que é disponibilizado no Sistema Informatizado de Defesa Civil do Estado do Paraná, verificou-se que o município de Maringá, no estado do Paraná, possui registros recorrentes de desastres relacionados a alagamentos.

Foi registrada no FIDE 451/2019 a ocorrência de um desastre de alagamento no dia 19 de dezembro de 2019, relatando 180 pessoas afetadas. Dessa forma, a região urbana no município de Maringá foi selecionada para a análise do sistema de drenagem de águas pluviais. A estação pluviométrica com série histórica de, no mínimo, trinta anos de dados mensais, disponibilizados pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), e localizada mais próxima à bacia hidrográfica estudada, foi utilizada para a análise do volume precipitado total médio mensal.

### 2.2. Caracterização da bacia hidrográfica

Para o dimensionamento do sistema de drenagem convencional e das técnicas compensatórias, se fez necessária a caracterização e obtenção de parâmetros da bacia hidrográfica. Utilizando o Sistema de Informação Geográfica (SIG), foram obtidos os seguintes parâmetros: área da bacia hidrográfica, comprimento do talvegue principal, altitude do ponto mais alto da bacia hidrográfica, altitude do ponto mais alto do talvegue principal, altitude do ponto de exutório e declividade média do talvegue principal da bacia hidrográfica.

Com os parâmetros característicos da bacia em mãos, foi possível calcular o tempo de concentração ( $T_c$ ) da mesma. O  $T_c$  é o tempo necessário para o deslocamento de uma parcela de água do ponto mais distante hidráulicamente de uma

bacia hidrográfica até um ponto de referência a jusante (De Almeida et al., 2016). Este pode ser estimado através de distintas equações a partir de diferentes características da bacia hidrográfica (De Almeida et al., 2016; Almeida et al., 2022). Dessa

forma, para estimar o  $T_c$  da área de estudo foram utilizadas as equações apresentadas na Tabela 1, adotando-se o menor valor no dimensionamento do sistema de drenagem, ou seja, aquele capaz de refletir a vazão de pico mais crítica.

Tabela 1 – Equações de estimativa de Tempo de concentração. Fonte: Adaptado de Almeida et al. (2022).

Nome	Equação	Variáveis e unidades
Haktanir and Sezen	$T_c = 0,7473 L^{0,841}$	$T_c = h; L = km$
Flavell	$T_c = 2,31 A^{0,54}$	$T_c = h; A = km^2$
Pilgrim and McDermott	$T_c = 0,76 A^{0,38}$	$T_c = h; A = km^2$
Soil Conservation Service: Texas	$T_c = 2,4 A^{0,6}$	$T_c = h; A = mi^2$
Ferro	$T_c = 0,675 A^{0,5}$	$T_c = h; A = km^2$
Sheridan f(main channel length)	$T_c = 2,2 L^{0,92}$	$T_c = h; L = km$
Sheridan f(drainage area)	$T_c = 2,96 A^{0,54}$	$T_c = h; A = km^2$
Sheridan f( $L/\sqrt{S}$ )	$T_c = 0,39 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,72}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Kirpich (Tennessee)	$T_c = 0,00013 L^{0,77} S^{-0,385}$	$T_c = h; L = p\acute{e}s;$ $S = p\acute{e}s/p\acute{e}s$
Kirpich (Pennsylvania)	$T_c = 0,00002167 L^{0,77} S^{-0,5}$	$T_c = h; L = p\acute{e}s;$ $S = p\acute{e}s/p\acute{e}s$
Ramser	$T_c = 0,008 L^{0,77} S^{-0,385}$	$T_c = min; L = p\acute{e}s;$ $S = p\acute{e}s/p\acute{e}s$
Ven te Chow	$T_c = 0,1602 L^{0,64} S^{-0,32}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Johnstone	$T_c = 0,4623 L^{0,5} S^{-0,25}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Corps Engineers	$T_c = 0,191 L^{0,76} S^{-0,19}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Picking	$T_c = \frac{5,3}{60} \left( \frac{L^2}{S} \right)^{\frac{1}{3}}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Carter	$T_c = 0,0977 L^{0,6} S^{-0,3}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$

Temez	$T_c = 0,3 \left( \frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Espey	$T_c = 6,89 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,36}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Rziha	$T_c = 0,0139 L S^{-0,6}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Kraven (I)	$T_c = 0,0074 L S^{-0,515}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Jung	$T_c = 0,119 L^{0,777} S^{-0,212}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Watt and Chow	$T_c = 0,0014 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,79}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
MOCT	$T_c = 1,68 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,5}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Pezzoli	$T_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{S}}$	$T_c = h; L = km; S = m/m$
Pickering	$T_c = \left( \frac{0,871 L^3}{H} \right)^{0,385}$	$T_c = h; H = m; L = km$
California Culvert Practice (CHPW)	$T_c = 0,95 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$	$T_c = h; H = m; L = km$
Puglisi and Zanframundo	$T_c = 6 L^{0,666} H^{-0,333}$	$T_c = h; H = m; L = km$
Fattorelli and Marchi	$T_c = 5,13 L^{0,666} H^{-0,333}$	$T_c = h; H = m; L = km$
Dooge	$T_c = 0,365 A^{0,41} S^{-0,17}$	$T_c = h; A = km^2; S = m/m$
Clark	$T_c = 0,335 \left( \frac{A}{S^{0,5}} \right)^{0,593}$	$T_c = h; A = km^2; S = m/m$
Kim	$T_c = 0,089 \frac{A^{0,427}}{S^{0,239}}$	$T_c = h; A = km^2; S = m/m$
Pérez	$T_c = \frac{L}{72 \left( \frac{H}{L} \right)^{0,6}}$	$T_c = h; H = m; L = km$
Pasini	$T_c = 0,108 A^{0,333} L^{0,333} S^{-0,5}$	$T_c = h; A = km^2; L = km; S = m/m$
Ventura	$T_c = 4 A^{0,5} L^{0,5} H^{-0,5}$	$T_c = h; A = km^2; H = m; L = km$
Yoon et al. (2005)	$T_c = 1,08 A^{0,09} L^{0,16} S^{-0,12}$	$T_c = h; A = km^2; L = km; S = m/m$

Ahn and Lee	$T_c = 5,6256 \frac{L^{0,9417}}{A^{0,366} S^{0,2639}}$	$T_c = h; A = km^2; L = km; S = m/km$
Wisnovszky	$T_c = \frac{L^2}{\sqrt{A S}}$	$T_c = \min; A = km^2; L = km; S = m/km$
Valencia and Zuluaga	$T_c = 1,7694A^{0,325}L^{-0,096}S^{-0,29}$	$T_c = h; A = km^2; L = km; S = \%$
Bransby Williams	$T_c = 0,605 \frac{L}{(100 S)^{0,2} A^{0,1}}$	$T_c = h; A = km^2; L = km; S = m/m$
Yulianur et al.	$T_c = 3,543 + 1,211L - 17,119S$	$T_c = \min; L = m; S = graus$

### 2.3. Dimensionamento da rede de drenagem convencional

Para o dimensionamento da rede estudada no presente trabalho, utilizou-se o método racional de dimensionamento de galerias de drenagem convencionais, que empregam tubulações de concreto armado com diâmetro de até 1500 mm. Para isso, consideraram-se as seguintes premissas iniciais: (1) o escoamento nas galerias ocorre em regime de conduto livre, permanente e uniforme; (2) o tempo de concentração é definido como o tempo de duração da chuva que gera a vazão máxima; (3) a intensidade da chuva permanece constante durante todo o evento; (4) a impermeabilização da superfície não se altera durante o evento; e (5) as galerias com diâmetro necessário superior a 1500 mm não foram calculadas, por não serem alvo do estudo em questão.

No início, foi necessário compreender o traçado definitivo da rede de galerias e o comportamento do escoamento da água na área que se pretende atender. O traçado foi elaborado de acordo com as necessidades de atendimento buscadas, considerando a topografia do local e as práticas convencionais de projeto. Esse traçado deve conter informações como identificação, extensão, cota a montante e a jusante do terreno de cada trecho a ser dimensionado.

Após estabelecer a área de cobertura que o presente trabalho pretende analisar, foi necessário obter informações sobre o desenho urbano e a topografia da região. Para o desenho urbano, utilizou-se o cadastramento municipal atualizado em março de 2023, fornecido pela prefeitura municipal de Maringá no formato DWG (Maringá, 2023). Esse cadastro continha todas as informações preliminares necessárias ao projeto, como loteamentos, arruamentos e delimitações dos mananciais hídricos

da localidade. Quanto à topografia, o programa computacional Google Earth Pro foi empregado para gerar curvas de nível a partir de imagens de satélite, com precisão de um metro. Essas curvas de nível foram exportadas em formato DXF e utilizadas para criar uma superfície que emulasse toda a topografia real da área.

Nessa superfície, pontos foram adicionados, representando as posições pré-definidas dos poços de visita, seguindo a orientação dos cruzamentos de ruas e/ou avenidas, com uma distância máxima de 100 metros entre eles, o que facilita a limpeza e a inspeção das galerias. Cada ponto incorporou informações de elevações (cotas), permitindo a exportação do arquivo em formato DWG. Com esses pontos e informações, usando um programa computacional CAD, foi possível traçar as redes de drenagem para atender à área de estudo. O traçado seguiu a declividade natural do terreno e foi projetado de modo a evitar que a vazão total de saída ficasse concentrada em um único ponto.

Com o traçado definido, tornou-se possível extrair as informações de extensão em metros, cotas a montante e a jusante do terreno em metros, e área de contribuição em quilômetros quadrados, para um programa computacional de planilhas. Essas informações foram acompanhadas pela identificação de cada trecho e suas sequências de interligações. Utilizando essas informações e a metodologia apresentada, foi possível realizar o dimensionamento da tubulação de cada trecho no mesmo programa, seguindo as recomendações do Decreto N° 346/2015 do município de Maringá (Maringá, 2015).

O comportamento do escoamento da água é influenciado por duas variáveis: tempo de concentração e coeficiente de escoamento superficial. Nos trechos que representam a ponta da rede,

considerou-se apenas o tempo de escoamento superficial previamente estabelecido; nos demais trechos, o  $T_c$  é definido pela Equação 1.

$$T_c = t_s + t_e \quad (1)$$

onde  $T_c$  é o tempo de concentração, em minutos,  $t_s$  é o tempo de escoamento superficial, em minutos, e  $t_e$  é o tempo de escoamento nas galerias até a seção considerada, em minutos.

O tempo de escoamento superficial foi abordado de duas formas distintas, resultando em dois dimensionamentos diferentes para a rede de drenagem proposta. No primeiro dimensionamento, considerou-se um período de 10 minutos, que é o limite recomendado pelo Relatório para Controle de Erosão no Noroeste do Estado do Paraná (OEA, 1972). No segundo dimensionamento, utilizou-se uma abordagem baseada na análise global das características da bacia em que a área de estudo está localizada. Calculou-se o tempo de concentração característico com base nos parâmetros da bacia e, conseqüentemente, adotou-se o menor valor como o tempo de escoamento superficial a ser usado no dimensionamento.

O coeficiente de escoamento superficial é um parâmetro empírico que define a fração da precipitação que não é absorvida pelo solo e passa a escoar superficialmente. Para isso, foi calculada uma média ponderada (Equação 2) contendo os coeficientes de escoamento de cada tipo de material que compõe a superfície (como asfalto, calçada, telhado, grama, entre outros) e a área que cada um deles representa.

$$C = \frac{C_1 * A_1 + C_2 * A_2 + \dots + C_n * A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2)$$

onde  $C$  é o coeficiente de escoamento superficial, adimensional,  $C_1$  é o coeficiente de escoamento superficial da área 1, adimensional,  $A_1$  é a área de contribuição 1, em metros quadrados,  $C_2$  é o coeficiente de escoamento superficial da área 2, adimensional,  $A_2$  é a área de contribuição 2, em metros quadrados,  $C_n$  é o coeficiente de escoamento superficial da  $n$ -ésima área, adimensional, e  $A_n$  é a  $n$ -ésima área de contribuição, em metros quadrados.

Cada material conta com coeficiente de escoamento pré-definido, no presente estudo foi proposto o uso de 0,9 para áreas não permeáveis (Asfalto, calçada e telhado), seguindo a recomendação municipal (Maringá, 2015), e 0,20 para áreas permeáveis (grama), sendo esse adotado com base na recomendação do Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem que estabelece a adoção do Coeficiente de Deflúvio com valor entre

0,18 a 0,22 em regiões com declividade de 2 a 7%, (DNIT, 2005).

Para projetar cada trecho da rede de drenagem, é essencial conhecer a intensidade de precipitação da região, já que essa medida direcionará quais eventos de chuva são considerados no dimensionamento. A intensidade de precipitação foi estimada por meio das curvas intensidade-duração-frequência (IDF), sendo utilizada para este trabalho a IDF apresentada na Equação 3, elaborada por Ayres e Lopes (1985) com base nos dados históricos do posto climatológico de Cianorte-PR. Essa equação é recomendada para o município de Maringá conforme o Decreto Municipal N° 346/2015 (Maringá, 2015).

$$i = \frac{2.115,18 * T_r^{0,145}}{(T_c + 22)^{0,849}} \quad (3)$$

onde  $i$  é a intensidade de precipitação, em milímetros por hora, e  $T_r$  é o período de retorno, em anos. Foi adotado para as galerias de drenagem o tempo de retorno de três anos, conforme definido em decreto municipal (Maringá, 2015).

Após estimar a intensidade de precipitação projetada, determinou-se a vazão de projeto para o segmento. Realizou-se o somatório, acumulando a vazão pontual desde o trecho ponta de rede até o trecho de estudo, culminando no último trecho de exutório, que concentra a vazão de projeto de toda a bacia. A vazão pontual de cada segmento foi calculada utilizando a Equação 4.

$$Q = 0,278 * C * i * A \quad (4)$$

onde  $Q$  é a vazão de projeto, em metros cúbicos por segundo, e  $A$  é a área da bacia contribuinte, em quilômetros quadrados.

Por conseguinte, tornou-se possível dimensionar o diâmetro necessário da tubulação para atender a uma determinada vazão. Para isso, é utilizada como base a equação de Manning (Equação 5).

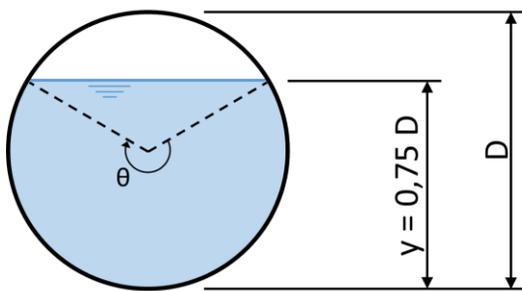
$$Q = \frac{A_t * R_h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}}{n} \quad (5)$$

onde  $A_t$  é a área molhada da tubulação adotada no trecho, em metros quadrados,  $R_h$  é o raio hidráulico da tubulação adotada no trecho, em metros,  $I$  é a declividade do, em metro por metro, e  $n$  é o coeficiente de rugosidade do material da tubulação adotada no trecho, adimensional.

A mesma foi adaptada com o propósito de dimensionar tubulações de modo que a vazão de projeto seja atendida usando, no máximo, 75% do diâmetro de sua seção (Figura 1). Isso assegura que o

fluxo ocorra em regime de escoamento livre e seguro, sem sobrecarregar o dimensionamento das tubulações. Essa relação é a mais comum em projetos (Porto, 1999). Para isso, considerando que o escoamento não ocorre em seção cheia, o ângulo central correspondente à altura da lâmina d'água pode ser obtido utilizando a relação apresentada na Equação 6. A área molhada é calculada pela Equação 7, e o perímetro molhado é determinado pela Equação 8. Conseqüentemente, o raio hidráulico, que é a razão entre a área molhada e o perímetro molhado, é calculado pela Equação 9.

Figura 1 – Escoamento em tubulação circular com altura de lâmina d'água equivalente à 0,75 do diâmetro. Fonte: Autor.



$$\theta_{\text{graus}} = 180^\circ + 2 \arcsen\left(\frac{y-D/2}{D/2}\right) \quad (6)$$

onde  $\theta_{\text{graus}}$  é o ângulo central, em graus,  $y$  é a altura da lâmina d'água, em metros, e  $D$  é o diâmetro da tubulação circular, em metros.

$$A_t = \frac{D^2}{8} * (\theta - \text{sen}\theta) \quad (7)$$

onde  $\theta$  é o ângulo central, em radianos.

$$P_m = \frac{\theta * D}{2} \quad (8)$$

onde  $P_m$  é o perímetro molhado, em metros.

$$R_h = \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right) \quad (9)$$

onde  $R_h$  é o raio hidráulico, em metros.

Para a condição da altura da lâmina d'água equivalente à 75% do diâmetro da seção circular, temos que o ângulo central equivale a 240 graus ou 4,189 radianos. Por conseguinte, para a condição analisada, a equação de Manning adaptada é apresentada na Equação 10, na qual o diâmetro foi obtido seguindo a rugosidade do tubo, a vazão e declividade definida em projeto.

$$D = 1,6062 * \left(\frac{Q n}{\sqrt{I}}\right)^{3/8} \quad (10)$$

Por opção de projeto, todos os trechos foram dimensionados seguindo a declividade mínima de 1,2% (Maringá, 2015). Essa consideração tem como objetivo garantir que o escoamento possua uma velocidade mínima suficiente para evitar o acúmulo de partículas sólidas no interior das galerias.

Com o diâmetro necessário determinado, foi possível selecionar qual tubulação de padrão comercial seria utilizada. Partindo do diâmetro mínimo de 600mm, as opções mais comuns comercialmente são fornecidas nos diâmetros de 600mm, 800mm, 1000mm, 1200mm e 1500mm. Além disso, também são utilizadas aduelas quadradas ou retangulares na galeria. Após definir a tubulação a ser usada, foi necessário verificar a velocidade de escoamento no interior do conduto. Para isso, estimou-se a capacidade de vazão de cada tubulação em seção plena, conforme a equação de Manning (Equação 5).

Dessa forma, foi possível calcular a razão entre a vazão de projeto e a vazão em seção plena ( $Q/Q_p$ ). Com essa razão, consultou-se a Tabela de relações baseadas na equação de Manning para condutos circulares parcialmente cheios, da qual se extraiu a razão entre a velocidade de projeto e a velocidade em seção plena ( $v/v_p$ ). Com base na relação  $v/v_p$ , tornou-se necessário determinar a velocidade de projeto do trecho, calculada por meio da equação adaptada de Manning apresentada na Equação 11.

$$v_p = \frac{R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}}{n} \quad (11)$$

onde  $v_p$  é a velocidade de escoamento em seção plena, em metros por segundo. Assim, temos que a velocidade de projeto é dada pela Equação 12.

$$v = \frac{v}{v_p} * v_p \quad (12)$$

onde  $v$  é a velocidade de escoamento de projeto, em metros por segundo,  $\frac{v}{v_p}$  é a relação tabelada entre a velocidade de escoamento de projeto e a velocidade de escoamento em seção plena, adimensional.

Se a velocidade calculada estiver dentro dos limites mínimos e máximos estabelecidos, podemos concluir que a escolha do diâmetro da tubulação para o trecho atende a todos os critérios técnicos. Logo, foi possível determinar o tempo de escoamento da água em um trecho específico da galeria (Equação 13). Esse tempo de escoamento é então utilizado para dimensionar o trecho subsequente a jusante, seguindo esse procedimento de forma sucessiva, partindo do

trecho de ponta de rede até o trecho que culmina no exutório.

$$te = \frac{\text{extensão do trecho}}{v} \quad (13)$$

onde a extensão do trecho refere-se à extensão do trecho analisado, em metros.

## 2.4 Pré-dimensionamento das técnicas compensatórias

### 2.4.1 Cisternas

As cisternas são pequenos reservatórios feitos de materiais impermeáveis, como o polietileno, e são projetadas para armazenar parte da água da chuva que escoar por uma superfície, geralmente os telhados de uma edificação. A água captada é conduzida por meio de calhas e tubos de descida, sendo posteriormente armazenada na cisterna, onde pode ser destinada para fins não potáveis. Isso inclui a descarga de bacias sanitárias, irrigação, lavagem de veículos, limpeza de calçadas, conforme estabelecido pela NBR 15527 (ABNT, 2007). Para o dimensionamento das cisternas, foi utilizado o método prático inglês, aplicado pela Equação 14.

$$Vc = 0,05 * P * A_c \quad (14)$$

onde  $Vc$  é o volume total da cisterna, em litros,  $P$  é a precipitação média anual, em milímetros, e  $A_c$  é a área de captação projetada, em metros quadrados.

### 2.4.2 Micro reservatórios

Os micro reservatórios são estruturas comuns de armazenamento de água, que recebem a denominação "micro" devido à escala comparativa com os grandes reservatórios. No entanto, esses micro reservatórios também têm a capacidade de armazenar volumes consideráveis de água, especialmente de origem pluvial. Para o presente trabalho, a base de dimensionamento dos micro reservatórios foi a Lei Estadual Nº 12.526 (São Paulo, 2007). Essa lei é conhecida popularmente como a "Lei das piscininhas", a qual estabelece a obrigatoriedade da implantação de um sistema particular para a captação e retenção de águas pluviais, coletadas por telhados, coberturas, terraços e pavimentos descobertos, em lotes edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500 metros quadrados. A lei adota como metodologia para o dimensionamento dos micro reservatórios a utilização da Equação 15.

$$Vr = 0,15 * A_c * IP * t \quad (15)$$

onde  $Vr$  é o volume total do micro reservatório, em metros cúbicos,  $IP$  é o índice pluviométrico, em metros por hora, e  $t$  é o tempo de duração da chuva.

São considerados fixos os valores de 0,06 m/h para o índice pluviométrico e uma hora como tempo de duração da chuva. No que se refere às piscininhas, elas são projetadas para permitir que a água pluvial captada infiltre preferencialmente no solo, mas também podem ser armazenadas para reuso ou retornar à rede de drenagem após uma hora de chuva.

### 2.4.3 Bacia de retenção

Define-se bacia de retenção como estrutura de acumulação temporária e/ou infiltração de águas pluviais (Baptista et al., 2015). Bacias de retenção são capazes de conter grandes quantidades de escoamento de águas pluviais, assim como, podem ser utilizadas como espaços de lazer quando permanecem secas (Lima et al., 2022). O volume a ser reservado pela bacia pode ser dimensionado através da Equação 16, considerando o trabalho de Tomaz (2011).

$$Vrd = 0,5 * (Qe - Qs) * 3 * Tc * 60 \quad (16)$$

onde  $Vrd$  é o volume total do reservatório de retenção, em metros cúbicos,  $Qe$  é a vazão de entrada, em metros cúbicos por minuto,  $Qs$  é a vazão de saída, em metros cúbicos por minuto.

A vazão de entrada da estrutura corresponde à vazão que escoar no trecho anterior à entrada na bacia de retenção, previamente já estabelecido no dimensionamento da rede. A vazão de saída do reservatório de retenção foi determinada pela razão entre o volume reservado e o total de 24 horas (Baptista et al., 2011).

Para o estudo, será proposta a construção de uma bacia de retenção com forma de tronco de pirâmide e do tipo Offline, sendo instalada paralelamente à rede, particionando a vazão recebida por um trecho através de dispositivos hidráulicos. Assim, a bacia recebe e retém essa parcela da drenagem pluvial, onde posteriormente a água infiltra-se completamente ou retorna para a rede de drenagem por gravidade, após preencher todo o volume disponível no reservatório.

Para o cálculo do volume da bacia, será escolhido um local que comporte uma obra dessa magnitude. Assim, adotando a área disponível, o volume do reservatório será dimensionado seguindo as seguintes recomendações: altura da lâmina d'água máxima de 10 metros, razão entre largura e comprimento de 0,68182 e inclinação do talude dada pela relação 2H:1V (Rocha et al., 2022).

Feitas as relações para obtenção das medidas guias do reservatório, seu volume é calculado através da Equação 17.

$$Vrd = \frac{h}{3} * (A_B + \sqrt{A_B + A_b} + A_b) \quad (17)$$

onde  $h$  é a altura da lâmina d'água, em metros,  $A_B$  é a área da base maior, em metros quadrados, e  $A_b$  é a área da base menor.

#### 2.4.4 Seleção dos locais de implementação das técnicas compensatórias

Visando a obtenção de resultados mais precisos, buscou-se o pré-estabelecimento de onde cada técnica compensatória seria implementada. Com base na “Lei das piscinhas”, os micro reservatórios foram separados conforme a área impermeável que os lotes poderiam apresentar. Assim, as piscinhas foram reservadas para uso em lotes em que a área de telhado mais calçada for maior que 500m<sup>2</sup>, e sucessivamente as cisternas para os locais onde a área impermeável for menor. Ao fim, foi possível verificar o volume que os micro reservatórios estariam suprimindo da rede de drenagem.

A bacia de retenção foi mantida como um elemento de controle de redes que extraordinariamente apresentassem um alto volume de água pluvial a ser drenada. Seu local de implantação fica ao critério da disposição de uma área estratégica para sua melhor relação de custo-benefício.

## 2.5 Estimativa do volume final descarregado na rede

A estimativa do volume descarregado nos corpos hídricos ao final de cada rede de drenagem considerando apenas a existência de rede de drenagem convencional, foi realizada pela aplicação da Equação 18.

$$V_f = 60 * T_c * Q \quad (18)$$

onde  $V_f$  é o volume final descarregado nos corpos hídricos, em metros cúbicos.

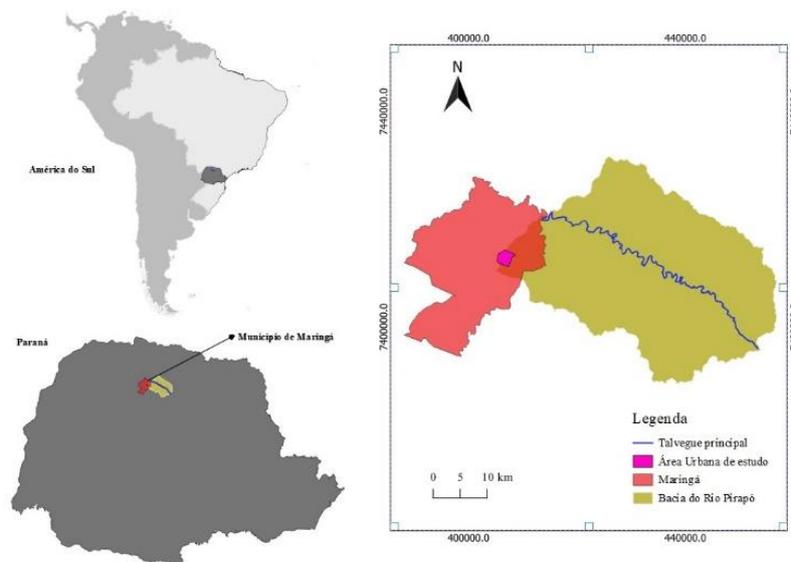
Ao considerar a implementação de cisternas, micro reservatórios e bacias de retenção, o volume descarregado nos corpos hídricos estimado foi subtraído pelos volumes retidos em total de cisternas e micro reservatórios em cada rede de drenagem.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 3.1 Área de estudo e regime de precipitação e vazão

A área de estudo, localizada na região urbana do município de Maringá, foi adotada devido ao regime de elevadas intensidades pluviométricas do local e a situação crítica que numera certa recorrência de desastres de alagamentos no município, sendo registrados 8 casos entre 2020 e 2023<sup>2</sup>. Figura 2 apresenta mapa de localização da área de estudo.

Figura 2 – Mapa de localização da área de estudo. Fonte: Autores.



<sup>2</sup>RAMALHO, Victor. Pontos de alagamento em dias de chuva aumentam em Maringá, 2023. Disponível em: <https://maringapost.com.br/principal/2023/04/01/pontos->

[de-alagamento-em-dias-de-chuva-aumentam-em-maringa/](https://maringapost.com.br/principal/2023/04/01/pontos-de-alagamento-em-dias-de-chuva-aumentam-em-maringa/). Acesso em 29 jul. 2023.

No exutório da bacia hidrográfica, está localizada a estação fluviométrica 64541000 que registrou um evento de vazão iniciado em 11/12/2019, com o aumento da vazão regular do Rio Pirapó, e finalizado em 15/12/2019, com o retorno da vazão ao nível regular. A vazão de pico registrada pela estação corresponde a 362 metros cúbicos por segundo, no dia 12/12/2019 às 02:45, horário UTC. A partir dos dados mensais de precipitação da estação pluviométrica mais próxima da área de estudo, que possuía no mínimo 30 anos de séries de dados (Estação 2351045), o volume total precipitado mensal médio foi calculado (Tabela 2).

Tabela 2 – Volume total precipitado mensal médio.  
Fonte: Autores.

<b>Mês</b>	<b>Volume total precipitado (mm)</b>
Janeiro	196,43
Fevereiro	175,92
Março	147,13
Abril	110,83
Mai	121,23
Junho	95,23
Julho	70,39
Agosto	56,27
Setembro	125,67
Outubro	152,94
Novembro	153,66
Dezembro	186,9
<b>Média</b>	<b>132,72</b>

### 3.2. Caracterização da bacia hidrográfica

A delimitação da bacia hidrográfica foi realizada em um Sistema de Informação Geográfica (SIG) utilizando um Modelo Digital de Elevação (MDE) com resolução espacial de 30 metros, obtido da plataforma "Earth Explorer" do Serviço Geológico dos Estados Unidos (USGS). A localização da Estação 64541000 foi definida como o exutório da bacia hidrográfica delimitada. Os parâmetros da bacia hidrográfica, obtidos no ambiente SIG, estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Parâmetros da bacia hidrográfica. Fonte: Autor.

<b>Parâmetro</b>	
Área da bacia hidrográfica	1240,50 km <sup>2</sup>

Comprimento do talvegue principal	88,53 km
Altitude do ponto mais alto da bacia hidrográfica	880,00 m
Altitude do ponto mais alto do talvegue principal	850,00 m
Altitude do ponto de exutório	390,00 m
Declividade média do talvegue principal	0,52%

O Tc da bacia hidrográfica foi estimado utilizando distintas equações, sendo os valores obtidos por cada estação apresentados na Tabela 4. O menor Tc, 23,16 min, foi estimado pela equação de Watt and Chow, e, portanto, adotou-se este valor como tempo de escoamento superficial para dimensionamento da rede em conjunto ao valor recomendado de 10 minutos.

Tabela 4 – Tempo de concentração estimado pelas diferentes equações. Fonte: Autor.

<b>Nome</b>	<b>Tc estimado (min)</b>
Haktanir and Sezen	1946,03
Flavell	6490,91
Pilgrim and McDermott	683,17
Soil Conservation Service: Texas	5841,73
Ferro	1426,44
Sheridan f(main channel length)	8163,89
Sheridan f(drainage area)	8317,35
Sheridan f(L/√S)	3921,76
Kirpich (Tennessee)	950,89
Kirpich (Pennsylvania)	290,23
Ramser	975,27
Ven te Chow	911,88
Johnstone	972,08
Corps Engineers	939,72
Picking	607,83

Carter	418,41
Temez	1475,99
Espey	5351,84
Rziha	1733,23
Kraven (I)	590,07
Jung	709,36
Watt and Chow	23,16
MOCT	3532,55
Pezzoli	4052,95
Pickering	952,33
California Culvert Practice (CHPW)	954,12
Puglisi and Zanframundo	925,48
Fattorelli and Marchi	791,28
Dooge	993,47
Clark	6531,36
Kim	393,06
Pérez	27,45
Pasini	4288,35
Ventura	3708,31
Yoon et al. (2005)	473,86
Ahn and Lee	1098,43
Wisnovszky	97,62
Valencia and Zuluaga	845,15
Bransby Williams	1796,82
Yulianur et al.	107208,28

Os diferentes dimensionamentos são propostos a fim de verificar a efetividade das técnicas compensatórias frente ao tempo de escoamento superficial recomendado pela normativa municipal e o tempo caracterizado pelos parâmetros da bacia hidrográfica na qual a área de estudo foi delimitada, com localização próxima ao exutório da mesma.

### 3.3 Rede de drenagem convencional

Desenvolvido o traçado contemplativo da rede de drenagem para o atendimento da área de

estudo, foram estabelecidas seis redes distintas que atendem individualmente percentuais da área total (Tabela 5).

Tabela 5 – Área e percentual de atendimento de cada rede projetada. Fonte: Autores.

Rede	Área (Km <sup>2</sup> )	%
A (VERDE)	0,83	16,64%
B (CIANO)	0,75	15,06%
C (AZUL)	0,37	7,36%
D (AMARELO)	0,35	7,01%
E (MAGENTA)	1,78	35,65%
F (LARANJA)	0,91	18,28%
<b>Total</b>	<b>4,98</b>	<b>100,00%</b>

Em conseguinte, foi detectada no desenho urbano uma variabilidade no padrão de loteamento da área de estudo. Portanto, buscou-se uma maneira de estabelecer coeficientes de escoamento personalizados. Para isso, foram construídos modelos padrões de área de lote x área pública x área de lote, considerando as dimensões médias dos loteamentos encontrados e embasando-se na Lei Complementar Nº 888/2011 (Maringá, 2011), que trata do Uso do Solo em Maringá. Essa lei estabelece, para a zona onde o estudo foi realizado, uma taxa de ocupação máxima de 50% do lote (telhado) e a obrigatoriedade de 20% de pavimento permeável (grama), restando 30% da área a ser considerada como pavimento impermeável (calçada).

Foram adotados quatro modelos de lote, e em conjunto, foi feita a distinção entre lotes com fachada para uma rua ou para uma avenida, seguindo as normativas da Lei Complementar nº 889/2011 (Maringá, 2011), que aborda diversos temas, incluindo o Sistema Viário Básico do Município de Maringá.

Foram definidos os coeficientes de escoamento superficial para os modelos estabelecidos e, assim, analisadas as redes de drenagem. A Tabela 6 apresenta os coeficientes de escoamento superficial para cada modelo de lote.

Tabela 6 – Coeficientes de escoamento superficial para cada modelo de lote padrão adotado e sua indicação de uso. Fonte: Autores.

	Modelo de lote	C	Rede incorporada
Rua	1 (12mx25m)	0,79	C, D, E e F
	2 (12mx40m)	0,78	A, B, E e F
	3 (20mx80m)	0,78	E e F
	4 (20mx100m)	0,77	D
Avenida	5 (12mx25m)	0,82	C, D, E e F
	6 (12mx40m)	0,80	A, B, E e F
	7 (20mx80m)	0,80	E e F
	8 (20mx100m)	0,78	D

Finalmente, através da metodologia previamente estabelecida foram dimensionadas as redes com o tempo de escoamento superficial (ts) fixado inicialmente em 10 min. Obtidos os dimensionamentos, estão apresentados na Tabela 7 os comprimentos de tubulação dos diferentes diâmetros comerciais adotados, para cada rede de drenagem e os respectivos comprimentos totais.

Tabela 7 – Dimensionamento das redes de drenagem convencional considerando ts de 10 min. Fonte: Autores.

Rede / $\phi$ (mm)	$\phi 600$ (m)	$\phi 800$ (m)	$\phi 1000$ (m)	$\phi 1200$ (m)	$\phi 1500$ (m)	$\phi > 1500$ (m)	Total
A (verde)	3088,94	1711,12	1481,74	553,48	1581,11	579,47	8995,86
B (ciano)	3680,8	806,85	735,92	894,81	1111,87	569,39	7799,64
C (azul)	839,74	591,51	508,92	359,77	293,51	304,48	2897,93
D (amarelo)	1675,27	2177,52	1154,5	90,01	176,54	194,03	5467,87
E (magenta)	9930,36	4732,52	2474,94	597,42	382,86	2279,09	20397,19
F (laranja)	5026,49	1857,27	689,64	987,1	1057,19	808,55	10426,24
<b>Total</b>	<b>24241,6</b>	<b>11876,8</b>	<b>7045,66</b>	<b>3482,59</b>	<b>4603,08</b>	<b>4735,01</b>	<b>55984,73</b>

Sucessivamente o tempo de escoamento superficial (ts) foi fixado conforme a caracterização da bacia hidrográfica, assim fixado em 23,16 min. Obtidos os dimensionamentos, estão apresentados na

Tabela 8 os comprimentos de tubulação dos diferentes diâmetros comerciais adotados, para cada rede de drenagem e os respectivos comprimentos totais.

Tabela 8 – Dimensionamento das redes de drenagem convencional considerando ts de 23,16 min. Fonte: Autores.

Rede / $\phi$ (mm)	$\phi 600$ (m)	$\phi 800$ (m)	$\phi 1000$ (m)	$\phi 1200$ (m)	$\phi 1500$ (m)	$\phi > 1500$ (m)	Total
A (verde)	3527,54	2224,23	803,18	944,43	1008,23	488,25	8995,86
B (ciano)	3862,8	983,42	908,08	834,75	837,6	372,99	7799,64
C (azul)	914,36	825,81	310,08	322,34	451,39	73,95	2897,93
D (amarelo)	2343,07	2542,09	122,13	190,01	115,55	155,02	5467,87
E (magenta)	11920,2	4153,64	1430,12	394,52	562,05	1936,66	20397,19
F (laranja)	5795,74	1419,98	574,91	1805,16	21,9	808,55	10426,24
<b>Total</b>	<b>28363,7</b>	<b>12149,2</b>	<b>4148,5</b>	<b>4491,21</b>	<b>2996,72</b>	<b>3835,42</b>	<b>55984,73</b>

Apresentados os dimensionamentos para cada tempo de escoamento superficial adotado, foi realizado o comparativo entre as demandas de cada situação. A variação percentual apresentada para cada diferente diâmetro de tubulação de concreto armado

considerada, comparando os cenários de ts de 10 min e 23,16 min, estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Comparativo entre os dimensionamentos da rede de drenagem convencional considerando os

cenários de ts de 10 min e 23,16 min. Fonte: Autores.

$\phi$ (mm)	ts - 10 min	ts - 23,16 min	%
$\phi 600$ (m)	24241,6	28363,71	17,00%
$\phi 800$ (m)	11876,79	12149,17	2,29%
$\phi 1000$ (m)	7045,66	4148,5	-41,12%
$\phi 1200$ (m)	3482,59	4491,21	28,96%
$\phi 1500$ (m)	4603,08	2996,72	-34,90%
$\phi > 1500$ (m)	4735,01	3835,42	-19,00%
<b>Total</b>	<b>55984,73</b>	<b>55984,73</b>	

Foi notória a variação das demandas dimensionadas para cada tamanho de tubulação, onde a rede com tempo de concentração adotado a partir da caracterização da bacia performou mais

satisfatoriamente em função de atender a área com melhor viabilidade técnica de implementação. Porém ainda foi substancial a necessidade do uso de drenagem por aduelas em ambas.

### 3.4 Técnicas compensatórias

Com o estabelecimento dos modelos de lote a fim de padronizar os dimensionamentos, foi verificado a área impermeável de cada modelo. Em seguida, estabeleceu-se a imposição do tamanho da cisterna ou micro reservatório que deveria ser implementado, segundo as diretrizes consideradas. A área impermeável referente à cada modelo de lote, o respectivo volume necessário a ser reservado pela técnica compensatória e o volume instalado, baseado em volumes comerciais, em cada modelo de lote estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Cálculo dos volumes dos micros reservatórios adotados. Fonte: Autor.

Reservatório	Modelo lote	Área impermeável (m <sup>2</sup> )	Volume necessário (m <sup>3</sup> )	Volume instalado (m <sup>3</sup> )
Cisterna	(12mx25m)	150	0,995375	1
	(12mx40m)	240	1,5926	2
Micro Reservatório ("Piscininha")	(20mx80m)	1280	11,52	12
	(20mx100m)	1600	14,4	15

Por conseguinte, foi necessária a quantificação dos micro reservatórios a serem implementados em cada rede de drenagem, conforme a distinção feita pela tamanho dos lotes. Com isto, foi

estimado o volume total de água da chuva que as técnicas compensatórias estruturais implementadas estariam retendo das redes de drenagem (Tabela 11).

Tabela 11 – Quantitativo dos micro reservatórios a serem implementados. Fonte: Autor.

Rede	Técnica compensatória	Quantidade (un)	Volume un. (m <sup>3</sup> )	Volume total (m <sup>3</sup> )
A (verde)	Cisterna - 2m <sup>3</sup>	1303	2606	2606
B (ciano)	Cisterna - 2m <sup>3</sup>	1270	2540	2540
C (azul)	Cisterna - 1m <sup>3</sup>	302	302	1712
	Piscininha - 15m <sup>3</sup>	94	1410	
D (amarelo)	Cisterna - 1m <sup>3</sup>	1267	1267	1267
E (magenta)	Cisterna - 1m <sup>3</sup>	2600	2600	7130
	Cisterna - 2m <sup>3</sup>	1953	3906	
	Piscininha - 12m <sup>3</sup>	52	624	
F (laranja)	Cisterna - 1m <sup>3</sup>	1067	1067	3833
	Cisterna - 2m <sup>3</sup>	243	486	
	Piscininha - 12m <sup>3</sup>	190	2280	

Devido a elevada área de contribuição da rede E (magenta), representando mais de um terço de toda área de estudo, foi reservado aos seus domínios a implementação da bacia de detenção. Para isso foram estudadas áreas disponíveis cuja localização seria estratégica ao auxílio no controle da drenagem desta rede. Dentre os pontos estudados, fora selecionado um loteamento às margens da Avenida Morangueira, conforme Figura 3.

Figura 3 – Localização da bacia de detenção. Fonte: Autor.



O volume da bacia de detenção foi estimado em 19.946,22 m<sup>3</sup>, seguindo a orientações de dimensionamento pré-definidas. Com ponto de entrada a montante do trecho T72-26 e ponto de saída a jusante do mesmo.

Assim, sucedeu-se com a estimativa das vazões da bacia, para tal foi estabelecido que seria destinada a vazão máxima de 5 m<sup>3</sup>/s na continuidade

da rede e, portanto, o restante seria destinado a bacia por meio de dispositivo hidráulico. Assim, são apresentados na Tabela 12 os valores das vazões obtidas.

Tabela 12 – Vazões relacionadas a bacia de detenção. Fonte: Autor.

	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	
Q T72-26	29,28	20,39
Q Rede	5,00	5,00
Q e	24,28	15,39
Q s	14,71	5,82

### 3.5. Análise comparativa da demanda dos sistemas de drenagem

Através da vazão total de cada rede, foi possível estimar o volume total de água pluvial que cada uma delas estaria coletando e lançando nos seus respectivos exutórios (Equação 18). Assim foi possível verificar a efetividade dos micro reservatórios na amortização parcial desse montante escoado para as dois valores de tempo de escoamento superficial abordado no presente estudo.

Para as redes dimensionadas com o ts de 10,00 minutos foram obtidos os seguintes resultados (Tabela 13).

Tabela 13 – Volume de água pluvial amortizada nos micro reservatórios – ts: 10 minutos. Fonte: Autor.

Rede	Vazão de cálculo (m <sup>3</sup> /s)	Volume de cálculo (m <sup>3</sup> )	Volume amortizado (m <sup>3</sup> )	
A (verde)	20,91	12546,01	2606	20,77%
B (ciano)	18,59	11153,72	2540	22,77%
C (azul)	9,54	5722,01	1712	29,92%
D (amarelo)	9,12	5472,31	1267	23,15%
E (magenta)	43,72	26233,53	7130	27,18%
F (laranja)	23,52	14112,68	3833	27,16%
<b>Total</b>	<b>125,40</b>	<b>75240,26</b>	<b>19088,00</b>	<b>25,16%</b>

A partir dos resultados apresentados, foi possível verificar que para o tempo de escoamento superficial recomendado visando o controle de erosões, a rede é submetida a valores elevados de vazão, caracterizando graficamente um pico acentuado devido ao baixo tempo de escoamento superficial considerado. Com isso, o volume escoado

é reduzido. Logo, a implementação dos micro reservatórios apresenta resultados significativos, reduzindo em média 25,16% da demanda inicialmente imposta à rede e descarregada nos corpos hídricos. Efetivamente, a rede que teve maior supressão de demanda foi a rede C (azul), onde foram implementadas as piscininhas com capacidade para

15m<sup>3</sup> de água pluvial. Isso ocorre devido à presença massiva de lotes padrão 20mx100m na área de contribuição da rede C, que é a segunda menor dentre as redes. Na sequência, foi feita a verificação do

volume escoado e da efetividade dos micro reservatórios para as redes dimensionadas com o ts: 23,16 min (Watt and Chow), conforme Tabela 14.

Tabela 14 – Volume de água pluvial amortizada nos micro reservatórios – ts: 23,16 min. Fonte: Autor.

Rede	Vazão de cálculo (m <sup>3</sup> /s)	Volume de cálculo (m <sup>3</sup> )	Volume amortizado (m <sup>3</sup> )	
A (verde)	16,00	22237,50	2606	11,72%
B (ciano)	14,26	19810,27	2540	12,82%
C (azul)	7,23	10051,78	1712	17,03%
D (amarelo)	6,96	9665,15	1267	13,11%
E (magenta)	33,32	46305,93	7130	15,40%
F (laranja)	17,93	24914,08	3833	15,38%
<b>Total</b>	<b>95,70</b>	<b>132984,71</b>	<b>19088,00</b>	<b>14,24%</b>

Neste caso, a rede dimensionada apresentou menor vazão, porém inversamente proporcional, o volume escoado foi maior, o que relaciona o tempo de escoamento superficial a essas grandezas. A alteração no comportamento da vazão também incide na capacidade de amortização dos micro reservatórios. Efetivamente, as técnicas compensatórias apresentaram redução média de 14,24% no volume destinado às redes de drenagem. Novamente, a rede mais impactada foi a rede C (azul) com 17,03%, e em paralelo, a rede A (verde) que apresentou o menor volume amortizado, com 11,72%.

De maneira geral, as redes que apresentaram variabilidade nos tipos de técnicas compensatórias implementadas obtiveram parcela relevante de perda do volume de água pluvial ao qual era destinado integralmente, como no caso das redes E (magenta) e F (laranja). Essas redes ainda detêm as maiores áreas de contribuição do perímetro de estudo, o que aponta para a efetividade do uso dessas técnicas.

A bacia de detenção implementada na rede E (magenta) tem capacidade de 19.946,22 m<sup>3</sup>, podendo contribuir ativamente na amortização da drenagem imposta a ela e, assim, no controle de possíveis alagamentos. Paralelamente, pode-se estimar o impacto da implementação da bacia no dimensionamento da rede através da vazão adotada em continuidade e vazão de saída do reservatório. Dito isso, os resultados para a rede E (magenta) com o ts de 10 minutos estão apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Impacto da implementação da bacia de detenção no comprimento total da tubulação dos diferentes diâmetros em relação ao cenário

considerando rede de drenagem convencional dimensionada com ts de 10 min. Fonte: Autores.

Ø (mm)	Rede sem bacia de detenção	Rede com bacia de detenção	%
Ø600 (m)	9930,36	9930,36	0,00%
Ø800 (m)	4732,52	4732,52	0,00%
Ø1000 (m)	2474,94	2474,94	0,00%
Ø1200 (m)	597,42	597,42	0,00%
Ø1500 (m)	382,86	472,86	23,51%
Ø>1500 (m)	2279,09	2189,09	-3,95%
<b>Total</b>	<b>20397,19</b>	<b>20397,19</b>	

A bacia de detenção implementada foi capaz de reduzir 3,95% o uso das aduelas, representando 90 metros onde passou a ser compatível a execução de galerias de drenagem de tubulação circular. Em consequente, feita as mesmas considerações, pode-se estimar o impacto da implementação da dada bacia no dimensionamento da rede, dito posto, os resultados para a rede E (magenta) com o ts de 23,16 minutos estão apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Impacto da implementação da bacia de detenção no comprimento total da tubulação dos diferentes diâmetros em relação ao cenário

considerando rede de drenagem convencional dimensionada com ts de 23,16 min. Fonte: Autores.

$\phi$ (mm)	Rede sem bacia de detenção	Rede com bacia de detenção	%
$\phi 600$ (m)	11920,2	11920,2	0,00%
$\phi 800$ (m)	4153,64	4153,64	0,00%
$\phi 1000$ (m)	1430,12	1430,12	0,00%
$\phi 1200$ (m)	394,52	394,52	0,00%
$\phi 1500$ (m)	562,05	602,72	7,24%
$\phi > 1500$ (m)	1936,66	1895,99	-2,10%
<b>Total</b>	<b>20397,19</b>	<b>20397,19</b>	

Neste caso o impacto foi reduzido, sendo limitado a 2,10%, o que representa 40,67 m de variação do uso de drenagem mais complexa para a de cunho convencional. A discussão passa ao fato da área disponível a implantação de uma bacia de retenção ser limitada, o que impacta na análise do seu custo-benefício, visando planejamento urbano a longo prazo.

#### 4. CONCLUSÃO

As mudanças climáticas impõem cada dia novas problemáticas, como inundações e alagamentos, cada vez mais recorrentes nos centros urbanos. Decorrente desses eventos, surge a necessidade de um maior debate acerca da gestão das águas pluviais. Com o objetivo de controlar alagamentos e avaliar o impacto na redução da demanda da rede convencional de drenagem, foi analisada a implementação das técnicas compensatórias: cisterna, micro reservatório e bacia de retenção em uma região urbana do município de Maringá, PR.

A implementação dos micro reservatórios reduziu, em média, 25,16% da demanda inicialmente imposta à rede de drenagem considerando um tempo de escoamento superficial de 10 minutos. Ao considerar um tempo de escoamento superficial de 23,16 minutos, a redução média no volume destinado às redes foi de 14,24%. As redes E e F, que exibem variabilidade nos tipos de técnicas compensatórias implementadas e detêm as maiores áreas de contribuição no perímetro de estudo, apresentaram redução relevante do volume de água pluvial

destinado integralmente. A bacia de retenção implementada foi capaz de reduzir em 3,95% o uso das aduelas na rede de drenagem dimensionada com um ts de 10 minutos, e seu impacto foi de apenas 2,10% na rede de drenagem considerando um ts de 23,16 minutos.

As técnicas compensatórias implementadas na área de estudo foram efetivas em reduzir o volume total descarregado nos corpos hídricos, bem como a vazão e, conseqüentemente, o diâmetro da tubulação em determinados trechos da rede de drenagem convencional. Os benefícios gerados pelas técnicas compensatórias analisadas não se limitam apenas à rede de drenagem convencional, mas também podem reduzir os impactos socioambientais decorrentes da urbanização e melhorar a qualidade de vida de toda a população.

#### AGRADECIMENTOS

Tomo a oportunidade para agradecer a Deus em primeiro lugar, e em segundo, o apoio da minha família e amigos, que são, foram e sempre serão minha maior base, dando-me sempre o suporte emocional e moral necessário. Por último, todavia não menos importante, agradeço a ilustríssima Isabel Kaufman de Almeida, minha orientadora, que desde os primórdios criativos do presente, fora extremamente prestativa para auxiliar na elaboração deste trabalho, conjuntamente dos sempre solícitos colegas do Laboratório ModelHy Aleska, João e José.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). Disponível em: <<http://www.snirh.gov.br/hidroweb/>>. Acesso em: 03 ago. 2023.
- ALMEIDA, Aleska Kaufmann et al. The time of concentration application in studies around the world: a review. *Environmental Science and Pollution Research*, p. 1-47, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15527: água de chuva: aproveitamento em áreas urbanas para fins não potáveis: requisitos. Rio de Janeiro, 2007.
- BAPTISTA, Márcio Benedito; NASCIMENTO, Nilo de Oliveira. Aspectos institucionais e de financiamento dos sistemas de drenagem

- urbana. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 7, n. 1, p. 29-49, 2002.
- BAPTISTA, Márcio Benedito; DE OLIVEIRA NASCIMENTO, Nilo; BARRAUD, Sylvie. *Técnicas compensatórias em drenagem urbana*. ABRH, 2011.
- BRASIL. Ministério Da Integração Nacional. Instrução Normativa N° 02, de 20 de dezembro de 2016. Estabelece procedimentos e critérios para a decretação de situação de emergência ou estado de calamidade pública pelos Municípios, Estados e pelo Distrito Federal, e para o reconhecimento federal das situações de anormalidade decretadas pelos entes federativos e dá outras providências. *Diário Oficial da União*, Brasília, 22 de dezembro de 2016.
- CANHOLI, Aluisio Pardo; BRIGHETTI, Giorgio. *Soluções estruturais não-convencionais em drenagem urbana*. 1996.
- DE ALMEIDA, Isabel Kaufmann et al. Model for estimating the time of concentration in watersheds. *Water Resources Management*, v. 30, p. 4083-4096, 2016.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). IPR – 715: Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2005.
- FIELD, Christopher B. (Ed.). *Managing the risks of extreme events and disasters to advance climate change adaptation: special report of the intergovernmental panel on climate change - IPCC*. Cambridge University Press, 2012.
- HAJANI, Evan; RAHMAN, Aatur; ISHAK, Elias. Trends in extreme rainfall in the state of New South Wales, Australia. *Hydrological Sciences Journal*, v. 62, n. 13, p. 2160-2174, 2017.
- LIMA, Cleylse Andreia Souza et al. Multicriteria analysis for identification of flood control mechanisms: Application to extreme events in cities of different Brazilian regions. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, v. 71, p. 102769, 2022.
- MARINGÁ. Decreto n° 346, de 05 de março de 2015. Dispõe as diretrizes básicas para elaboração de projetos de drenagem. Maringá, PR: Órgão Oficial do Município, n. 2251. Disponível em: <[https://venus.maringa.pr.gov.br/arquivos/orgao\\_oficial/arquivos/oom%202251.pdf](https://venus.maringa.pr.gov.br/arquivos/orgao_oficial/arquivos/oom%202251.pdf)>. Acesso em: 21 jul. 2023.
- MARINGÁ. Lei Complementar n° 888, de 26 de julho de 2011. Dispõe sobre o Uso e Ocupação do Solo no Município de Maringá e da outras providências. Maringá, PR: Poder Executivo, 2011. Disponível em: <[http://www.maringa.pr.gov.br/sistema/arquivos/geoleis/lc\\_888\\_2011\\_uso\\_ocupacao\\_solo\\_lei\\_consolidada.pdf](http://www.maringa.pr.gov.br/sistema/arquivos/geoleis/lc_888_2011_uso_ocupacao_solo_lei_consolidada.pdf)>. Acesso em: 28 jul. 2023.
- MARINGÁ. Lei Complementar n° 889, de 27 de julho de 2011. Dispõe sobre o Parcelamento do Solo no Município de Maringá. Maringá, PR: Poder Executivo, 2015. Disponível em: <[http://www.maringa.pr.gov.br/sistema/arquivos/geoleis/lc\\_889\\_2011\\_parcelamento\\_solo\\_lei\\_consolidada.pdf](http://www.maringa.pr.gov.br/sistema/arquivos/geoleis/lc_889_2011_parcelamento_solo_lei_consolidada.pdf)>. Acesso em: 25 jul. 2023.
- MARINGÁ. Maringá – Completo (Mapa Março/2023). Prefeitura Municipal de Maringá: Maringá. 2023. Disponível em: <<http://www.maringa.pr.gov.br/site/index.php?sesao=40b8e3fa1amg40>>. Acesso em: 22 jul. 2023.
- ORGANIZAÇÃO DOS ESTADOS AMERICANOS (OEA). Relatório do estudo para o controle da erosão no Noroeste do Estado do Paraná. Curitiba: Organização dos Estados Americanos / Departamento Nacional de Obras de Saneamento, p. 107, 1972.
- PORTO, R. M. *Hidráulica básica*. 2. ed. São Carlos: EESC- USP, 1999. cap. 2, p.13.
- ROBINSON, Michelle et al. Classification of different sustainable flood retention basin types. *Journal of Environmental Sciences*, v. 22, n. 6, p. 898-903, 2010.
- ROCHA, Lucas Amaral et al. Influência da estimativa do tempo de concentração no dimensionamento de um reservatório de detenção. *Revista Valore*, v. 7, p. 7008, 2022.
- SÃO PAULO (Estado). Lei n° 12.526, de 02 de dezembro de 2007. Estabelece normas para a contenção de enchentes e destinação de águas pluviais. São Paulo, SP: Assembleia Legislativa, 2007. Disponível em: <<https://www.al.sp.gov.br/repositorio/legislacao/lei/2007/lei-12526-02.01.2007.html>>. Acesso em: 02 ago. 2023.
- TOMAZ, P. *Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais*. São Paulo, Navegar Editora, 20