

PROGRAMA DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL E REVITALIZAÇÃO DE RIOS URBANOS PARA A UGRHI 13

RELATÓRIO DE TRAVESSIAS

SÃO MANUEL

1. INTRODUÇÃO

O presente relatório apresenta os dados levantados, metodologia e resultados da etapa de “Cálculo de contribuição pluviométrica dos cursos d’água de estudo”, a partir de estudos hidráulicos, visando analisar se seções de estudo são capazes ou não de dar vazão ao volume precipitado em eventos com diferentes tempos de retorno.

A etapa de estudos hidráulicos consiste em calcular as vazões passíveis de serem escoadas com as estruturas de drenagem existentes nos municípios e, portanto, define o cenário atual. Em termos de cenários futuros e prognóstico de situações de risco, também buscou-se identificar os pontos críticos e vazões máximas suportadas a partir da interpolação de dados hidráulicos e contribuição pluviométrica em eventos críticos, de modo a determinar se as seções de estudo suportam as vazões de pico para chuvas com período de retorno (TR) de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 e 500 anos.

Cumprir destacar que, para fins de autorização de outorga para travessias, o DAEE solicita apenas a verificação dos TRs 10, 50 e 100. Contudo, devido à intensificação da urbanização e aos efeitos das mudanças climáticas, com ocorrência cada vez mais intensa e frequente de eventos extremos de precipitação (LI et al, 2023), decidiu-se por calcular e apresentar também os valores de TR de 200 e 500 anos.

Os cálculos hidrológicos são comumente realizados através de histórico de dados de chuvas antigas, analisados e então extrapolados para se determinar as precipitações futuras. No entanto, os efeitos recentes das mudanças climáticas tornam essa metodologia menos confiável. Dentre as opções de correção dos valores calculados pelas equações de chuva existentes, os mais proeminentes são a atualização das equações de chuva (GOMES JÚNIOR et al, 2019); a utilização de fatores de correção no cálculo que aumentem as vazões de acordo com as características do local de estudo (JOCHELAVICIUS et al, 2021); ou o emprego de tempos de retorno maiores (LI et al, 2023; SALAS et al, 2003).

Após avaliação dessas alternativas, optou-se pela adoção de tempos de retorno maiores, uma vez que não foram encontrados dados suficientes em todos os municípios para a correta adequação das equações de chuva, e os fatores de correção apresentam uma variabilidade muito elevada.

O tempo de retorno de 200 anos tem sido utilizado em alguns estudos científicos (Li et al, 2023; SALAS et al, 2003) e em obras hidráulicas, por exemplo em Seul, Coreia do Sul (Kronbauer et al, 2020) e Hong Kong (CLIMsystems, 2016). O aumento do tempo de retorno para projetos hidráulicos resulta em um aumento de custos das obras, mas por outro lado, uma redução dos riscos.

Esse valor é calculado através da Equação 1, sendo que usualmente as travessias possuem uma vida útil igual a 50 anos.

$$R = 1 - \left[1 - \frac{1}{Tr} \right]^n$$

Equação 1

Onde:

- Tr: tempo de retorno;
- n: vida útil da estrutura, em anos;
- R: risco vinculado à obra.

Considerando os períodos de retorno usuais, as travessias possuem um valor de risco vinculado apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Risco das travessias associado aos Tempos de Retorno

TR	RISCO ASSOCIADO
10	99,5%
50	63,6%
100	39,5%
200	22,2%
500	9,5%



Ainda que o período de retorno mais elevado proporcione uma obra mais custosa, o risco da mesma se tornar insuficiente em seu tempo de vida útil é relativamente baixo, portanto, adotou-se o Tr de 500 anos como valor máximo, de risco inferior a 10%.

2. METODOLOGIA

O processo de transformação das chuvas intensas em deflúvio superficial tem como resultado a quantificação das vazões de cheia. Para modelagem deste processo complexo existem modelos matemáticos referendados em literatura específica.

Os modelos levam em conta aspectos das bacias de contribuição como área de drenagem, relevo (declividade), uso e ocupação do solo (permeabilidade) e volumes de precipitação (intensidade da chuva e tempo de retorno). Tais variáveis são aplicadas nos métodos de cálculo adotados neste estudo: Método Racional e Método I-PAI-WU.

O modelo chamado Racional pode ser aplicado em bacias com área de contribuição somando até 2,0 km² e que não apresentem complexidade, utilizando apenas três fatores na sua avaliação. Já o modelo chamado I-PAI-WU pode ser aplicado em bacias com área de contribuição entre 2,0 e 200,0 km², demandando ao menos cinco fatores para sua utilização e dessa forma, proporciona uma avaliação mais completa da bacia.

Para o município de São Manuel foram utilizados ambos os modelos, I-PAI-WU e Racional.

2.1 Estudos Hidrológicos

Os estudos hidrológicos para elaboração dos diagnósticos da situação atual e futura foram desenvolvidos através de métodos indiretos, isto é, calculando-se a chuva crítica e convertendo-a em vazão.

A delimitação das bacias de contribuição foi realizada a partir da carta do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), em escala 1:50.000, denominada São Manuel - FOLHA SF-22-Z-B-V-2, considerando as características hidrográficas, a topografia do terreno e a seção de estudo.

Com base na bacia de contribuição delimitada, foi possível definir o talvegue desde o divisor de água no ponto mais alto da bacia até as seções de estudo. Para traçar

o talvegue foram consideradas as curvas de nível de 20 em 20 metros das cartas do IBGE supracitadas.

2.1.1 Declividade do talvegue

A declividade equivalente do talvegue da bacia de contribuição foi calculada a partir da seguinte expressão, citada em São Paulo (2005):

$$I_e = \left[\frac{L}{\sum L_j * I_j^{\frac{-1}{2}}} \right]^2$$

Equação 2

Em que:

- I_e : declividade equivalente do talvegue;
- L : comprimento do talvegue;
- L_j : comprimento de cada trecho (com $j = 1, 2, \dots, n$);
- I_j : declividade de cada trecho (com $j = 1, 2, \dots, n$);
- Sendo n o número de trechos considerado no cálculo.

2.1.2 Equação de chuva (Intensidade-Duração-Frequência)

Para o estudo hidrológico do município de São Manuel foi utilizada a equação de chuvas definida para a cidade de Botucatu ($i = 30,6853 * (t + 20)^{-0,8563} + 3,966 * (t + 10)^{-0,7566} * 0,8917 * \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right)$

Equação 3).

$$i = 30,6853 * (t + 20)^{-0,8563} + 3,966 * (t + 10)^{-0,7566} * \left[-0,4754 - 0,8917 * \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right]$$

Equação 3

Para $10 \leq t \leq 1.140$.

Onde:

- i : intensidade da chuva, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min;
- t : duração da chuva em minutos;
- T : período de retorno em anos.

2.1.3 Tempo de concentração

O tempo de concentração (t_c) de uma bacia hidrográfica é o tempo mínimo necessário para que toda a área da bacia contribua para o escoamento superficial na seção final de saída da mesma. O tempo de concentração foi determinado utilizando-se a Equação 4, citada em São Paulo (2005).

$$t_c = 57 * \left(\frac{L^2}{I_e} \right)^{0,38}$$

Equação 4

Na qual:

- t_c : tempo de concentração (min);
- L : comprimento do talvegue (km);
- I_e : declividade equivalente (m/km)

2.1.4 Relação chuva-deflúvio

Para quantificação das vazões de cheias, resultantes das chuvas intensas, utiliza-se os processos de transformação da chuva em deflúvio superficial. A complexidade desses processos pode ser simplificada através de modelos matemáticos, que representam de forma confiável a realidade do escoamento de águas pluviais.

Existem muitos modelos matemáticos para transformar as precipitações que ocorrem nas sub-bacias hidrográficas em vazões. A partir da intensidade de chuva, $i(t)$, é possível definir vazões de projeto. Estas refletem vários aspectos da bacia, tais como:

- Área de drenagem;
- Uso e ocupação do solo (permeabilidade);
- Tipo de precipitação que ocorreu sobre a bacia.

Neste estudo os seguintes métodos foram utilizados:

- I-PAI-WU: para bacias com área de contribuição entre 2,0 e 200 km²;
- Método Racional: para bacias com área de contribuição inferiores a 2,0 km².

Método I-PAI-WU

Este método é orientado pelo Manual de Cálculo das Vazões Máximas e Mínimas nas Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo (PAIVA e PAIVA, 2001) e consiste em um aprimoramento do Método Racional, podendo ser aplicado para bacias com áreas de drenagem de até 200 km². A expressão base para aplicação do método advém do método racional, sendo:

$$Q = 0,287 * C * i * A^{0,9} * K$$

Equação 5

Onde:

- Q: vazão de cheia (m³/s);
- C: coeficiente de escoamento superficial;
- i: intensidade da chuva crítica (mm/h);
- A: área da bacia de contribuição (km²);
- K: coeficiente de distribuição espacial da chuva.

O coeficiente C da Equação 5 é determinado pela Equação 6.

$$C = \left(\frac{2}{1 + F} \right) * \frac{C_2}{C_1}$$

Equação 6

O valor de C₁ é avaliado para cada bacia de drenagem pela Equação 7.

$$C_1 = \frac{4}{2 + F}$$

Equação 7

O parâmetro F, que relaciona o comprimento do talvegue principal com o diâmetro do círculo que tem a mesma área da bacia, é definido pela Equação 8

$$F = \frac{L}{2 * \left(\frac{A}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}}}$$

Equação 8

O parâmetro C₂ foi determinado fazendo-se uso de imagens de satélite e das características da cobertura do solo (Figura 1). A cobertura do solo foi dividida em 5

classes, de acordo com a respectiva permeabilidade, descritos na Tabela 2 e Quadro 1. Para cada cobertura do solo (ou classe), atribui-se um valor de C_2 , segundo valores apresentados por Paiva e Paiva (2001) e Canholi (2005), e para determinação do C_2 de toda bacia fez-se a média ponderada.

Quadro 1 – Legenda para cobertura do solo dos cenários

Permeabilidade Muito Alta	Permeabilidade Alta	Permeabilidade Média	Permeabilidade Baixa	Permeabilidade Muito Baixa

Tabela 2 – Valores do coeficiente C_2

Característica da superfície	Classe de cobertura do solo	Valor de C_2
Áreas de florestas e vegetação densa	Permeabilidade muito alta	0,10
Áreas agrícolas, campo e plantações	Permeabilidade alta	0,30
Áreas residenciais, de baixa densidade de ocupação	Permeabilidade média	0,50
Áreas residenciais, de média a alta densidade de ocupação	Permeabilidade baixa	0,70
Áreas impermeáveis de regiões centrais, vias e telhados	Permeabilidade muito baixa	0,80

Fonte: adaptado de Paiva e Paiva (2001) e Canholi (2005).

Figura 1 – Cobertura do solo atual



Método Racional

O método racional pode ser utilizado em bacias com áreas inferiores a 2 km². É, portanto, adequado para o cálculo de redes de drenagem de águas pluviais. O método é inadequado para bacias maiores e mais complexas, pois não representa importantes variáveis hidrológicas, dentre elas armazenamento de água no solo e variações de intensidade da precipitação (PAIVA e PAIVA, 2001).

Para a verificação da condição rede de micro drenagem foi utilizando o método racional (Equação 9).

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3,6 \times 10^6}$$

Equação 9

Onde:

- Q: vazão (m^3/s);
- C: coeficiente de escoamento superficial (adimensional);
- A: área de contribuição (m^2);
- I: intensidade de chuva (mm/h).

O parâmetro C foi determinado fazendo-se uso de imagens de satélite e das características da cobertura do solo. A cobertura do solo foi dividida em cinco classes, de acordo com a sua permeabilidade, descritos na Tabela 3 – Valores do coeficiente C

Para cada cobertura do solo (ou classe), atribui-se um valor de C, segundo valores apresentados por Paiva e Paiva (2001) e Tucci et al. (1995).

Tabela 3 – Valores do coeficiente C

Característica da superfície	Classe de cobertura do solo	Valor de C
Áreas de florestas e vegetação densa	Permeabilidade muito alta	0,15
Áreas gramadas e solo exposto	Permeabilidade alta	0,30
Áreas residenciais, de baixa densidade de ocupação	Permeabilidade média	0,50
Áreas residenciais, de média a alta densidade de ocupação	Permeabilidade baixa	0,70
Áreas impermeáveis de regiões centrais, vias e telhados	Permeabilidade muito baixa	0,90

Fonte: adaptado de Paiva e Paiva (2001) e Tucci et al. (1995).

3. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E CENÁRIOS

No município de São Manuel foram identificadas onze travessias sobre o curso d'água de estudo Água da Rosa, denominadas no presente relatório como pontos de estudo. As áreas de contribuição referentes a cada um dos pontos de estudo foram definidas de acordo com a proximidade destas com os exultórios considerados, que por sua vez foram definidos de forma conservadora, considerando para cada travessia o ponto mais crítico (à jusante). Novos exultórios também foram adotados dependendo da distância entre os pontos de estudo e da existência de afluentes no córrego avaliado.

Deste modo, para a área de estudo, foram traçadas quatro microbacias, denominadas 1.1, 1.2, 1.3 e 2.1, e para o cálculo das respectivas vazões resultantes foram utilizados os fatores a seguir:

Tabela 4 – Dados das microbacias adotadas

Exultório	Área (km ²)	Comprim. talvegue (km)	Δh (m)	Decliv. média (m/m)	Decliv. Equiv. (m/m)	Decliv. Equiv. (m/km)	Tc (min)
Microbacia 1.1	1,87	1,92	68	0,0355	0,0290	29,00	26
Microbacia 1.2	2,76	2,60	77	0,0296	0,0228	22,80	36
Microbacia 1.3	3,96	2,60	77	0,0296	0,0228	22,80	36
Microbacia 2.1	1,20	1,98	67	0,0339	0,0124	12,41	37

Em todos os casos, microbacias 1.1, 1.2, 1.3 e 2.1, foram calculadas as declividades médias das bacias determinadas, dividindo o comprimento do talvegue pela diferença de nível entre o ponto de estudo e o divisor da bacia referente. No entanto, considerando que o relevo real não segue esse valor, utilizou-se da declividade equivalente, onde se faz a média das declividades por trecho, os quais são definidos pela variação entre as curvas de nível apresentadas na carta topográfica.

Figura 2 – Sobreposição da delimitação das Microbacias e Carta Topográfica do IBGE

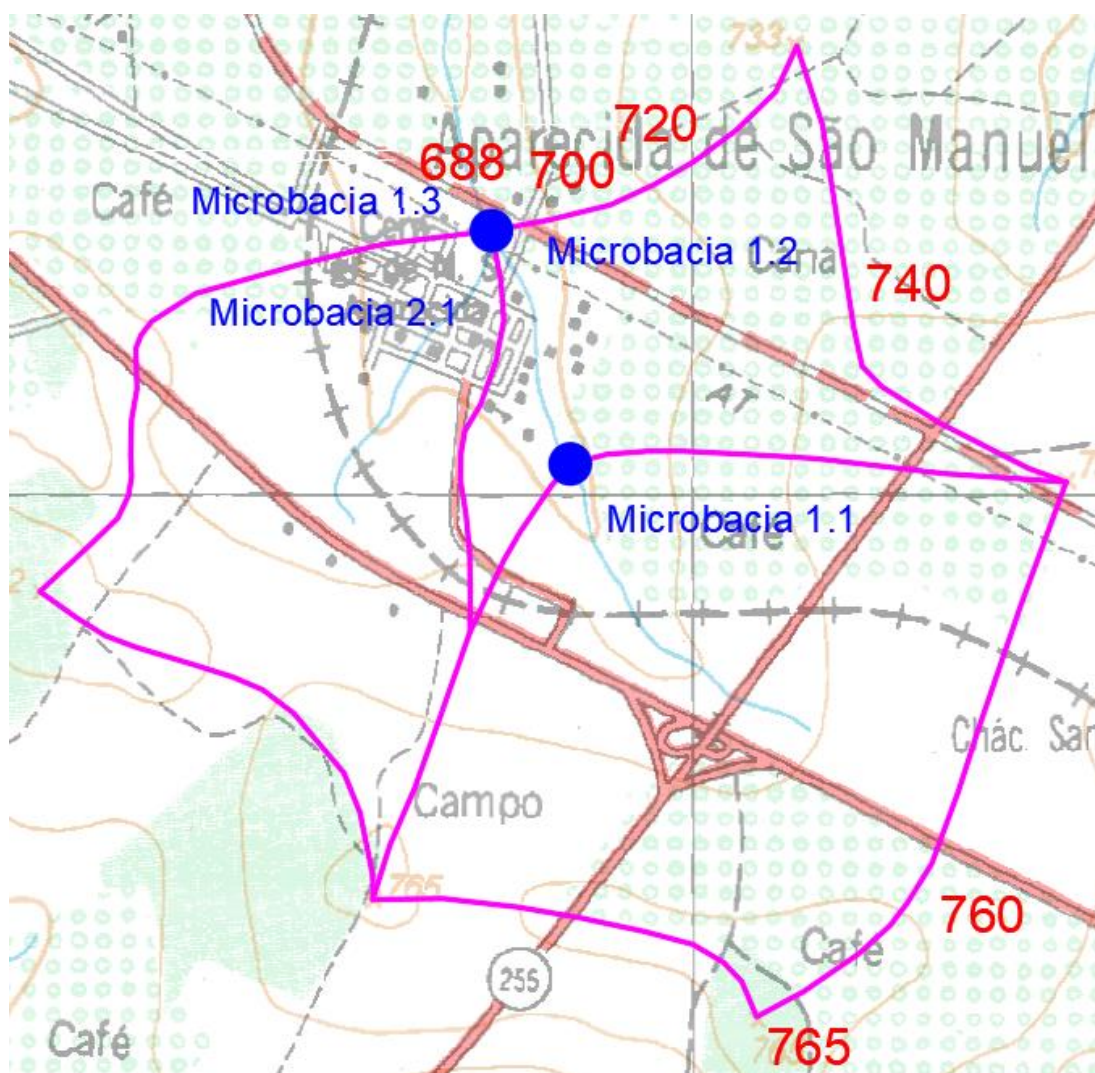


Figura 3 – Cobertura de solo na microbacia 1.1



Permeabilidade muito alta – 0,28 km²
Permeabilidade alta – 1,07 km²
Permeabilidade média – 0,52 km²
Permeabilidade baixa – 0 km²
Permeabilidade muito baixa – 0 km²

$$C2 = (0,28*0,1+1,07*0,3+ 0,52*0,5)/1,87$$

C2 = 0,33

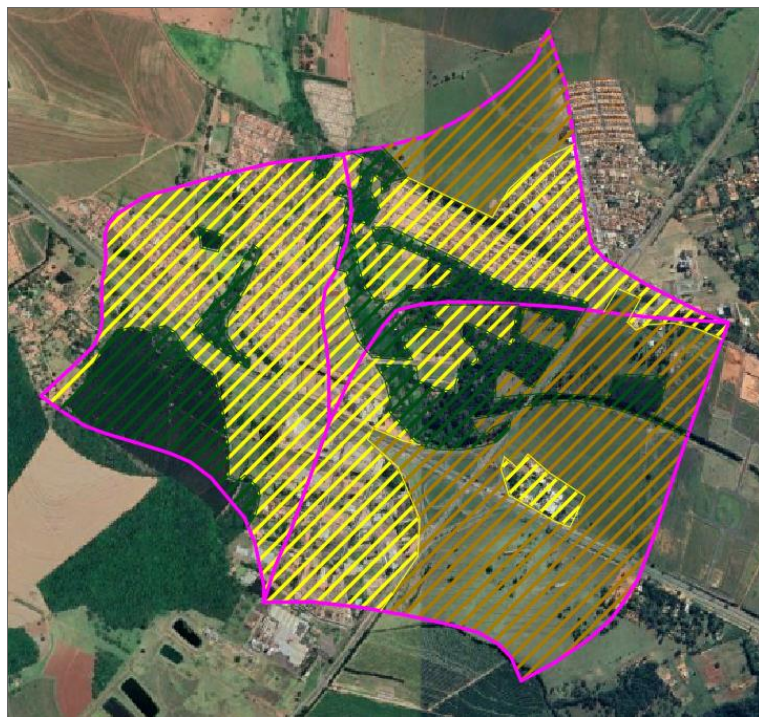
Figura 4 – Cobertura de solo na microbacia 1.2



Permeabilidade muito alta – 0,44 km²
Permeabilidade alta – 1,32 km²
Permeabilidade média – 1,00 km²
Permeabilidade baixa – 0 km²
Permeabilidade muito baixa – 0 km²

$$C2 = (0,44*0,1+1,32*0,3+ 1,00*0,5)/2,76$$

C2 = 0,34

Figura 5 – Cobertura de solo na microbacia 1.3

Permeabilidade muito alta – 0,76 km²

Permeabilidade alta – 1,32 km²

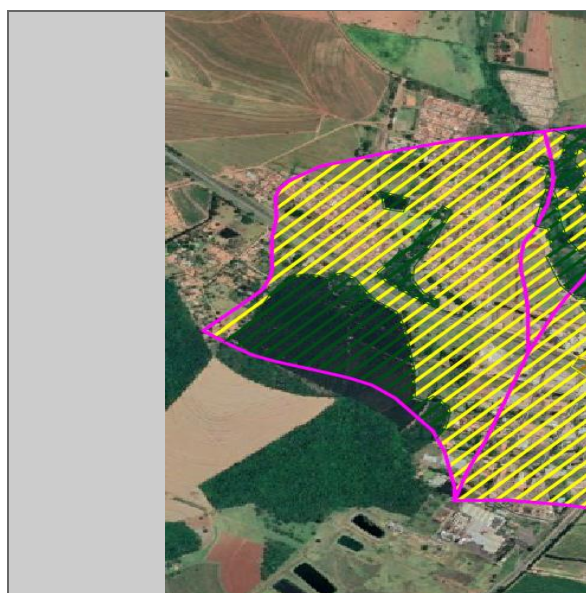
Permeabilidade média – 1,88 km²

Permeabilidade baixa – 0 km²

Permeabilidade muito baixa – 0 km²

$$C2 = (0,74*0,1+1,32*0,3+1,88*0,5)/3,96$$

$$C2 = 0,36$$

Figura 6 – Cobertura de solo na microbacia 2.1

Permeabilidade muito alta – 0,33 km²

Permeabilidade alta – 0 km²

Permeabilidade média – 0,88 km²

Permeabilidade baixa – 0 km²

Permeabilidade muito baixa – 0 km²

$$C2 = (0,33*0,1+0,88*0,5)/1,20$$

$$C2 = 0,39$$

Tabela 5 – Vazões calculadas para Tr de 10 a 100 anos

	C	Tr 10 anos		Tr 50 anos		Tr 100 anos	
		i (mm/h)	Q (m³/s)	i (mm/h)	Q (m³/s)	i (mm/h)	Q (m³/s)
Microbacia 1.1	0,33	94,10	15,91	117,52	19,87	127,42	21,55
Microbacia 1.2	0,34	79,09	11,91	98,53	14,84	106,74	16,08
Microbacia 1.3	0,36	79,09	17,80	98,53	22,17	106,74	24,02
Microbacia 2.1	0,39	78,08	10,22	97,26	12,73	105,36	13,79

Tabela 6 – Vazões calculadas para casos de eventos extremos – Tr 200 e 500 anos

	C	Tr 200 anos		Tr 500 anos	
		i (mm/h)	Q (m³/s)	i (mm/h)	Q (m³/s)
Microbacia 1.1	0,33	137,29	23,22	150,31	25,42
Microbacia 1.2	0,36	114,93	17,31	125,73	18,94
Microbacia 1.3	0,36	114,93	25,86	125,73	28,29
Microbacia 2.1	0,39	113,44	14,84	124,10	16,24

3.1 Avaliação hidráulica de pontes, travessias e bueiros

Neste item são verificados os efeitos das travessias (pontes) existentes ao longo dos canais para vazões com diferentes períodos de retorno. As travessias foram verificadas quanto aos efeitos de estreitamento e alargamento e possibilidade de transbordamento. A verificação das travessias foi realizada utilizando-se as Equação 10 a Equação 13, que advém da equação de Bernoulli (PORTO et al., 1998) generalizada, para os casos de estreitamento e alargamento, conforme detalhado a seguir.

Para trecho de estreitamento ou alargamento

$$E_1 = E_2 + \Delta h$$

Equação 10

sendo:

$$E = y^2 + \frac{V^2}{2g}$$

Equação 11

e:

$$\Delta h = 0,1 \times \frac{V_2^2}{2g}$$

Equação 12

Portanto, para canais retangulares:

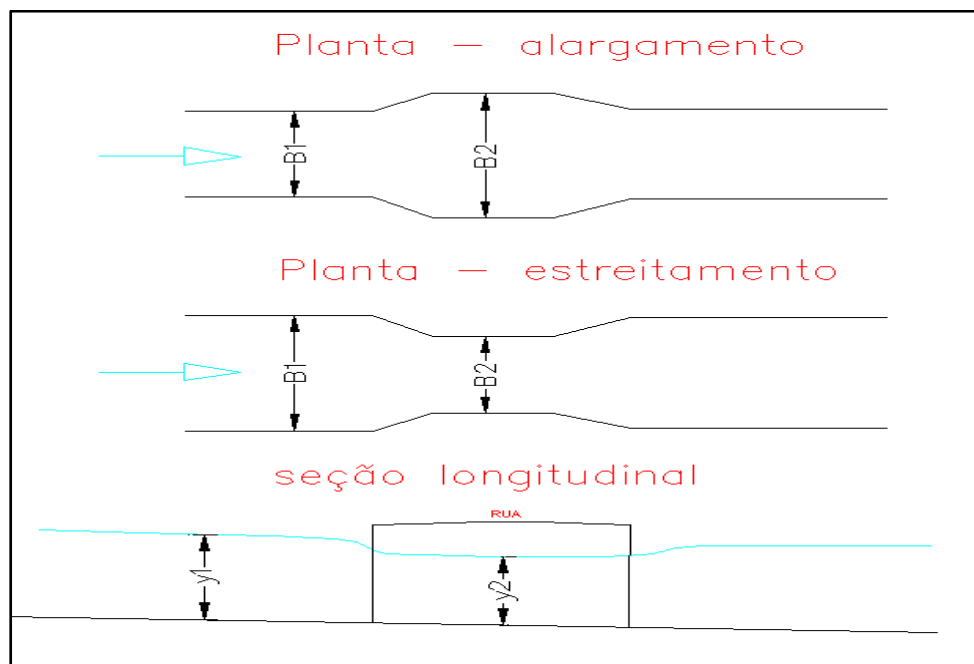
$$y_1^2 + \frac{(V_1 \times B_1 \times y_1)^2}{2g \times (B_1 \times y_1)^2} = y_2^2 + \frac{(V_2 \times B_2 \times y_2)^2}{2g \times (B_2 \times y_2)^2} + 0,1 \times \frac{(V_2 \times B_2 \times y_2)^2}{2g \times (B_2 \times y_2)^2}$$

Equação 13

Onde:

- g: aceleração da gravidade = 9,81 m/s²;
- B₁: largura do canal à montante da ponte (m);
- B₂: largura do canal sob a ponte (m);
- V₁: velocidade da água à montante da travessia (m²/s);
- V₂: velocidade da água sob a travessia (m²/s);
- y₁: nível de água à montante da travessia (m);
- y₂: nível de água sob a travessia (m).

Figura 7 – Croqui das medidas consideradas nas travessias retangulares e trapezoidais



Para os casos de afogamento da travessia e seções circulares, utilizou-se a Equação 14. Para seções circulares, a variável “b” é definida em função de uma área equivalente à área molhada da travessia.

Para orifício de grandes dimensões

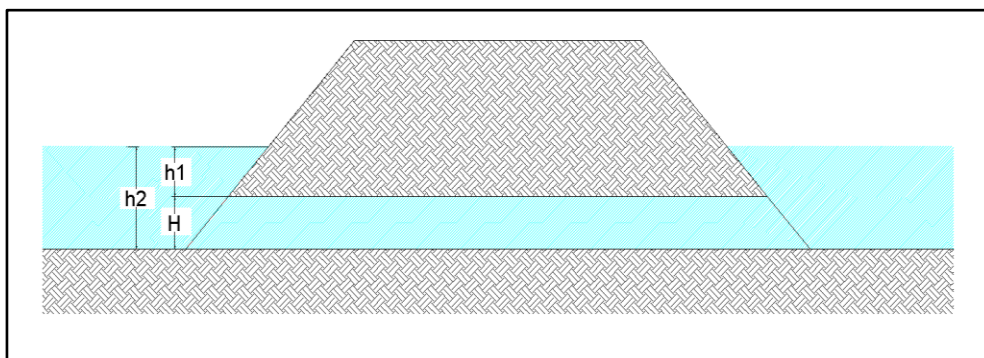
$$Q = \frac{2}{3} Cd \sqrt{2g} \times b \left(h_2^{\frac{3}{2}} - h_1^{\frac{3}{2}} \right)$$

Equação 14

Onde:

- Q: vazão (m³/s);
- g: aceleração da gravidade = 9,81 m/s²;
- b: largura da ponte (m);
- Cd: coeficiente de descarga;
- h₁: nível de água à montante da travessia (m);
- h₂: nível de água sob a travessia (m).

Figura 8 – Croqui das medidas consideradas nas travessias circulares



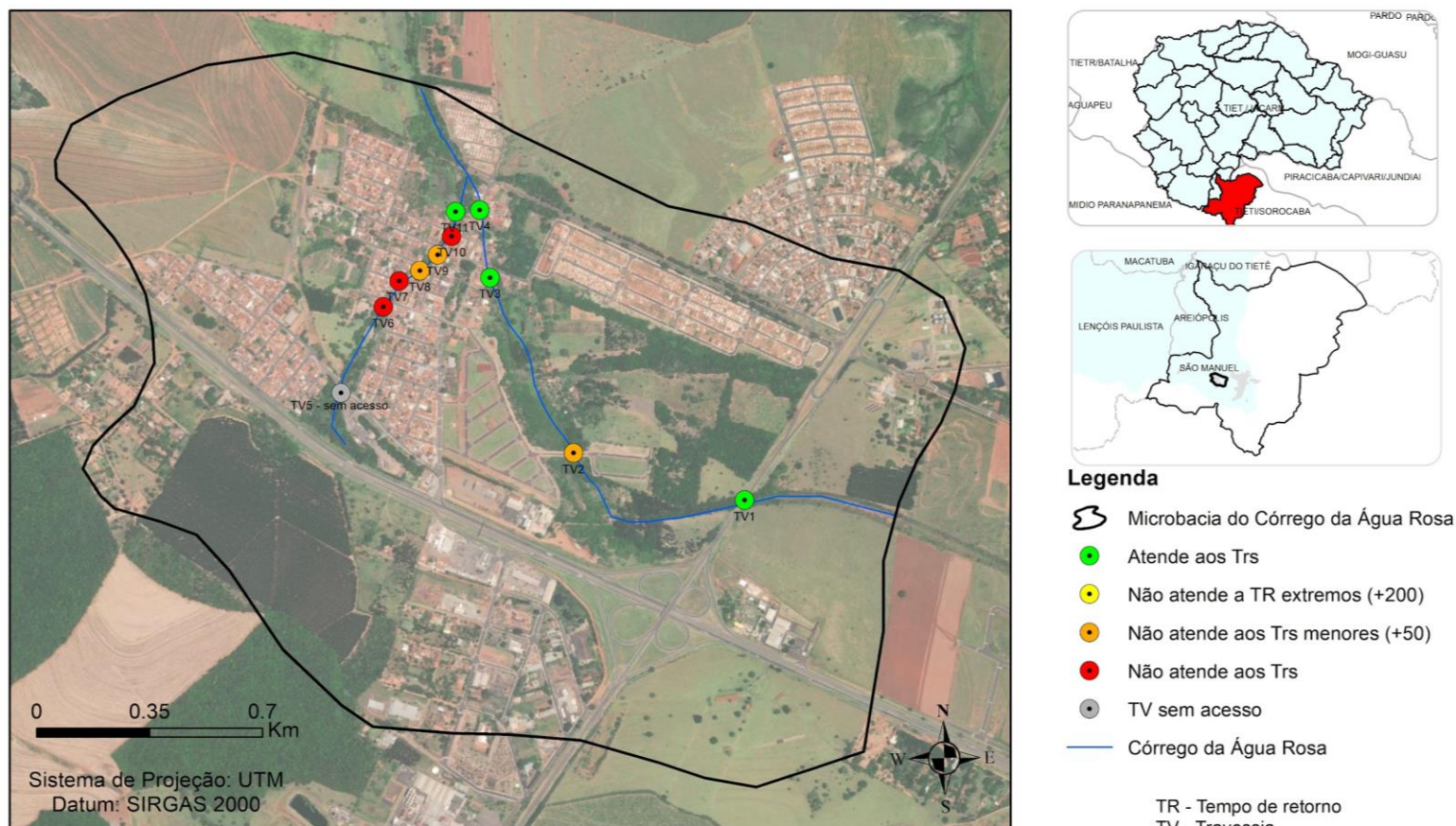
3.2 Pontos de estudo levantados

Para o município de São Manuel, foram identificadas onze travessias sobre o Água da Rosa, localizadas nos pontos apresentados na Figura 9, denominados de TV-1 até TV-11.

Figura 9 - Localização das travessias

MAPA DE ÁREAS CRÍTICAS E POTENCIAIS DA PAISAGEM

Microbacia do Córrego da Água Rosa - São Manuel - SP : Destaque da área urbana



3.2.1 TV 1 – Travessia da Rodovia Deputado João Lázaro de Almeida Prado

A travessia da Rodovia Dep. João Lázaro de Almeida Prado (SP-255), localiza-se na microbacia 1.1, e é constituída por uma seção trapezoidal com 9,60 metros de altura, 13,00 metros de largura na base e 63,00 metros no topo. O canal à montante está com sua seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. A Tabela 7 apresenta as características e o dimensionamento da travessia, assim como a capacidade máxima de vazão calculada.

Tabela 7 – Dimensionamento da seção TV-1

y1 (m)	y2 (m)	Q (m³/s)	B2 (m)	B1 (m)	A1 (m²)	V1 (m/s)	A2 (m²)	V2 (m/s)	Ac (m²)	Vc (m/s)	Yc (m)
9,60	9,50	1344,36	13,00	14,00	318,72	4,22	304,00	4,42	197,44	6,81	7,20

3.2.2 TV 2 – Travessia de Rua sem nome

A travessia da Rua sem nome, localizada em condomínio em fase de implantação, encontra-se na microbacia 1.1 da região de estudo, é constituída por seção circular com duas tubulações de 1600 mm de diâmetro cada. O canal à montante também se encontra com sua seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. A Tabela 8, apresenta as características e o dimensionamento da seção considerada, assim como a capacidade máxima de vazão calculada.

Tabela 8 – Dimensionamento da seção TV-2

h1(m)	h2(m)	A(m²)	B. eq. (m)	H (m)	Q(m³/s)	v(m/s)
2,60	4,20	2,01	1,26	1,60	10,64	5,30

Dessa forma, cada tubulação possui uma capacidade de vazão igual a 10,64 m³/s e juntas a travessia tem uma capacidade de 21,29 m³/s.

3.2.3 TV 3 – Travessia da Rua Floriano Peixoto

A travessia da Rua Floriano Peixoto, está localizada na microbacia 1.2 da região de estudo, é constituída por uma seção retangular em concreto, com 1,80 metros de altura e 6,00 metros de largura. O canal à montante também se encontra com seção natural,

sofrendo um estrangulamento na travessia. A Tabela 9, apresenta as características e o dimensionamento da seção considerada.

Tabela 9 – Dimensionamento da seção TV-3

y1 (m)	y2 (m)	Q (m³/s)	B2 (m)	B1 (m)	A1 (m²)	V1 (m/s)	A2 (m²)	V2 (m/s)	Ac (m²)	Vc (m/s)	Yc (m)
1,80	1,70	24,66	6,00	6,00	12,42	1,99	10,20	2,42	7,19	3,43	1,20

3.2.4 TV 4 – Travessia da Rua Padre Antônio Ronsini

A travessia da Rua Padre Antônio Ronsini, localiza-se na microbacia 1.2 da região de estudo, é constituída por uma seção retangular em concreto, com 1,80 metros de altura e 4,40 metros de largura, enquanto o canal à montante está com seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. A Tabela 10, apresenta as características e o dimensionamento da seção considerada, assim como a capacidade máxima de vazão calculada.

Tabela 10 – Dimensionamento da seção TV-4

y1 (m)	y2 (m)	Q (m³/s)	B2 (m)	B1 (m)	A1 (m²)	V1 (m/s)	A2 (m²)	V2 (m/s)	Ac (m²)	Vc (m/s)	Yc (m)
3,80	3,70	30,86	4,40	4,40	23,94	1,29	16,28	1,90	7,53	4,10	1,71

3.2.5 TV 5 – Travessia da Rua Antônio Serafim

No caso da travessia da Rua Antônio Serafim, não foi possível acessar suas proximidades, impossibilitando o levantamento de suas medidas e, conseqüentemente, sua avaliação.

3.2.6 Travessia da Rua Quintino Bocaiuva

A travessia da Rua Quintino Bocaiuva, localizada na microbacia 2.1 da região de estudo, é constituída por seção circular com duas tubulações de 750 mm de diâmetro cada e uma terceira tubulação de 600 mm de diâmetro. O canal à montante está com seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. As Tabela 11 Tabela 12, apresentam as características e o dimensionamento da seção considerada,

assim como a capacidade máxima de vazão calculada.

Tabela 11 – Dimensionamento da seção TV-6

h1(m)	h2(m)	A(m ²)	B. eq. (m)	H (m)	Q(m ³ /s)	v(m/s)
2,25	3,00	0,44	0,59	0,75	1,90	4,30

Tabela 12 – Dimensionamento da seção TV-6

h1(m)	h2(m)	A(m ²)	B. eq. (m)	H (m)	Q(m ³ /s)	v(m/s)
1,40	2,00	0,28	0,47	0,60	0,98	3,46

Dessa forma, cada tubulação possui uma capacidade de vazão igual a 1,90 m³/s e 0,98 m³/s, que somadas possuem uma capacidade de 4,78 m³/s.

3.2.7 TV 7 – Travessia da Rua Rangel Pestana

A travessia da Rua Rangel Pestana localiza-se na microbacia 2.1, e é constituída seção circular com uma tubulação de 1500 mm de diâmetro. O canal à montante está com sua seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. A Tabela 13 apresenta as características e o dimensionamento da travessia, assim como a capacidade máxima de vazão calculada.

Tabela 13 – Dimensionamento da seção TV-7

h1(m)	h2(m)	A(m ²)	B. eq. (m)	H (m)	Q(m ³ /s)	v(m/s)
1,50	3,00	1,77	1,18	1,50	7,01	3,97

3.2.8 TV 8 – Travessia da Rua Lopes Trovão

A travessia da Rua Lopes Trovão, está localizada na microbacia 2.1 da região de estudo, é constituída por uma seção retangular em concreto, com 2,00 metros de altura e 3,40 metros de largura, enquanto o canal à montante está com seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. A Tabela 14, apresenta as características e o dimensionamento da seção considerada, assim como a capacidade máxima de vazão calculada.

Tabela 14 – Dimensionamento da seção TV-8

y1 (m)	y2 (m)	Q (m³/s)	B2 (m)	B1 (m)	A1 (m²)	V1 (m/s)	A2 (m²)	V2 (m/s)	Ac (m²)	Vc (m/s)	Yc (m)
2,00	1,90	13,20	3,40	3,40	8,80	1,50	6,46	2,04	3,92	3,36	1,15

3.2.9 TV 9 – Travessia da Rua Floriano Peixoto

A travessia da Rua Floriano Peixoto, localiza-se na microbacia 2.1 da região de estudo, e é constituída por uma seção retangular em concreto, com 2,00 metros de altura e 2,60 metros de largura, enquanto o canal à montante está com seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. A , apresenta as características e o dimensionamento da seção considerada.

Tabela 15 – Dimensionamento da seção TV-9

y1 (m)	y2 (m)	Q (m³/s)	B2 (m)	B1 (m)	A1 (m²)	V1 (m/s)	A2 (m²)	V2 (m/s)	Ac (m²)	Vc (m/s)	Yc (m)
2,00	1,90	11,29	2,60	2,60	6,20	1,82	4,94	2,29	3,23	3,49	1,24

3.2.10 TV 10 – Travessia da Rua Dr. Jaguaribe

A travessia da Rua Dr. Jaguaribe, está localizada na microbacia 2.1 da região de estudo, é constituída por uma seção retangular em concreto, com 1,90 metros de altura e 2,50 metros de largura, enquanto o canal à montante está com seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. A Tabela 16, apresenta as características e o dimensionamento da seção considerada, assim como a capacidade máxima de vazão calculada.

Tabela 16 – Dimensionamento da seção TV-10

y1 (m)	y2 (m)	Q (m³/s)	B2 (m)	B1 (m)	A1 (m²)	V1 (m/s)	A2 (m²)	V2 (m/s)	Ac (m²)	Vc (m/s)	Yc (m)
1,90	1,80	8,61	2,50	2,50	6,56	1,31	4,50	1,91	2,66	3,23	1,07

3.2.11 TV 11 – Travessia da Avenida Perimetral

A travessia da Avenida Perimetral, localizada na microbacia 1.3 da região de estudo e é constituída por uma seção trapezoidal com 3,70 metros de altura, 3,90 metros

de largura na base e 10,50 metros no topo. O canal à montante está com seção natural, sofrendo um estrangulamento nas proximidades da travessia. A Tabela 17, apresenta as características e o dimensionamento da seção considerada, assim como a capacidade máxima de vazão calculada.

Tabela 17 – Dimensionamento da seção TV-11

y1 (m)	y2 (m)	Q (m³/s)	B2 (m)	B1 (m)	A1 (m²)	V1 (m/s)	A2 (m²)	V2 (m/s)	Ac (m²)	Vc (m/s)	Yc (m)
3,70	3,60	41,62	3,90	3,90	28,12	1,48	20,52	2,03	10,17	4,09	2,06

3.3 Resultados da análise hidráulica das travessias

A Tabela 18 apresenta os valores calculados para cada uma das travessias estudadas, comparando as capacidades com as vazões referentes aos tempos de retorno definidos, assim como o percentual da utilização da sessão para cada caso.

Foi utilizada uma escala semafórica de cores para indicar que a travessia atende sem afogamento à demanda hidrológica para o período de retorno em questão. A cor vermelha foi utilizada para os casos mais graves, isto é, onde para o menor período considerado (Tr 10) já ocorre essa extrapolação, e a cor amarela para o não atendimento no período mais longo (Tr 500) conforme indicado no Quadro 2.

Quadro 2 – Legenda para avaliação hidráulica das travessias

Atende todos os TRs	
Não atende aos TR extremos, acima de 200 anos	
Não atende aos TRs menores, acima de 50 anos	
Não atende nenhum dos TRs	

Os resultados da avaliação hidráulica das travessias da microbacia de estudo no município de São Manuel são apresentados na Tabela 18. Destaca-se que 04 das 10 travessias analisadas são suficientes para atender a chuvas extremas, inclusive com Tr de 500 anos., 03 não atendem chuvas com TRs acima de 50 anos e 03 não atendem



nenhum TR.

Tabela 18 – Avaliação hidráulica das travessias

Travessia	Q _{máx} (m³/s)	Q (m³/s)									
		Tr 10 anos	(%)	Tr 50 anos	(%)	Tr 100 anos	(%)	Tr 200 anos	(%)	Tr 500 anos	(%)
1	1344,36	15,91	1,18	19,87	1,48	21,55	1,60	23,22	1,73	25,42	1,89
2	21,29	15,91	74,73	19,87	93,33	21,55	101,22	23,22	109,07	25,42	119,40
3	24,66	11,91	48,30	14,84	60,18	16,08	65,21	17,31	70,19	18,94	76,80
4	30,86	11,91	38,59	14,84	48,09	16,08	52,11	17,31	56,09	18,94	61,37
6	4,78	10,22	213,81	12,73	266,32	13,79	288,49	14,84	310,46	16,24	339,75
7	7,01	10,22	145,79	12,73	181,60	13,79	196,72	14,84	211,70	16,24	231,67
8	13,2	10,22	77,42	12,73	96,44	13,79	104,47	14,84	112,42	16,24	123,03
9	11,29	10,22	90,52	12,73	112,75	13,79	122,14	14,84	131,44	16,24	143,84
10	8,61	10,22	118,70	12,73	147,85	13,79	160,16	14,84	172,36	16,24	188,62
11	41,62	17,8	42,77	22,17	53,27	24,02	57,71	25,86	62,13	28,29	67,97



REFERÊNCIAS

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de textos, 2005, 302p.

CLIMsystems. **Guidelines for Return Periods**. 2016. Disponível em: <https://www.climsystems.com/docs/simclimdesktop/GuidelinesforReturnPeriods.html>
Acesso em: 20/09/2023

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2010. **IBGE Cidades – Censo demográfico**. Disponível em <https://censo2010.ibge.gov.br/>. Acesso em 08/06/2023.

KRONBAUER, M.; ROSSI, C. L. C. U.; CADORE, R.C.; DORNELLES, F.; ROEHRS, G. **Análise da proposta de recuperação da qualidade da água e revitalização do arroio do engenho – Lajeado/RS**. Simpósio de Revitalização de Rios Urbanos (3., 2020, Porto Alegre, RS).[Anais]. ABRHidro: Porto Alegre, 2020, 2020

LI, J.; STRONG, C; WANG, J.; BURIAN, S. **An Event-Based Resilience Index to Assess the Impacts of Land Imperviousness and Climate Changes on Flooding Risks in Urban Drainage Systems**. Water. v. 15, n. 14, p. 2663, 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.3390/w15142663> Acesso em: 20/09/2023

MARTINEZ JUNIOR, F., MAGNI, N. L. G. **Equações de Chuvas Intensas no Estado de São Paulo**. DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica), 1999.

PAIVA, J. B. D.; PAIVA, E. M. C. D. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Organizado por: João B. D. de Paiva, e Eloiza M. C. D. de Paiva. Porto Alegre: ABRH, 2001.

PORTO, R. M.; **Hidráulica Básica**. São Carlos: Projeto REENGE / Editora da Universidade / EESC/USP, 1995. 540p.

SALAS, J.D.; BURLANDO, P.; HEO, J.H.; LEE, D.J. **The axis of risk and uncertainty in hydrologic design**. Hydrology Days. 2003, 153-164. Disponível em: http://hydrologydays.colostate.edu/Papers_2003/Salas_paper.pdf Acesso em: 20/09/2023

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento. Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo. **Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas**, 2005. 116p.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L; BARROS, M. T. **Drenagem urbana**. Porto Alegre: ABRH/ Editora da Universidade / UFRGS, 1995. 428p.