



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA URBANA



Vitor Reis Castellar

Modelagem hidrológica aplicada à avaliação de cheias urbanas
no ribeirão Vau-açu (Ponte Nova–MG)

Ouro Preto

2026

Vitor Reis Castellar

Modelagem hidrológica aplicada à avaliação de cheias urbanas
no ribeirão Vau-açu (Ponte Nova–MG)

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Urbana da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Urbanista.

Orientadora: Prof^a. D.Sc. Aline de Araújo Nunes

Ouro Preto

2026



FOLHA DE APROVAÇÃO

Vitor Reis Castellar

Modelagem hidrológica aplicada à avaliação de cheias urbanas no ribeirão Vau-Açu (Ponte Nova - MG)

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Urbana da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Urbanista

Aprovada em 26 de fevereiro de 2026

Membros da banca

Doutora Aline de Araújo Nunes - Orientadora (Universidade Federal de Ouro Preto)
Doutora Raquel Sampaio Jacob (Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais)
Doutora Maria Luíza Teófilo Gandini (Universidade Federal de Ouro Preto)

Aline de Araújo Nunes, orientadora do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 11/03/2026



Documento assinado eletronicamente por **Aline de Araujo Nunes, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 11/03/2026, às 14:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1073596** e o código CRC **412DD603**.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, à minha namorada, Gabriela, pelo carinho, apoio e incentivo constantes ao longo de toda a trajetória que culminou neste trabalho. À minha mãe, Andrea, e ao meu irmão, Sávio, deixo meu reconhecimento e gratidão por todo o suporte, compreensão e confiança, assim como a toda a minha família, que sempre esteve presente e torcendo por mim.

Agradeço especialmente à minha professora e orientadora, Prof^ª. D.Sc. Aline de Araújo Nunes, pela orientação, paciência e dedicação, bem como pelas contribuições técnicas e acadêmicas fundamentais durante estes últimos anos, que tornaram possível o desenvolvimento das atividades e a consolidação dos resultados apresentados.

Por fim, agradeço aos meus amigos e colegas que caminharam ao meu lado durante a jornada na UFOP, compartilhando desafios, aprendizados e momentos importantes, e que, de alguma forma, contribuíram para que este ciclo fosse concluído com êxito.

RESUMO

O aumento da impermeabilização urbana e a ocorrência de chuvas intensas têm elevado picos de vazão, ampliando alagamentos e inundações. Nesse contexto, este trabalho avalia a resposta hidrológica da sub-bacia do Ribeirão Vau-açu, em Ponte Nova (MG), e a suficiência do sistema de macrodrenagem frente a chuvas de projeto. A pesquisa integrou caracterização físico-territorial, modelagem chuva–vazão no HEC-HMS e verificação hidráulica de trecho crítico do canal principal, buscando relacionar a geração de vazões de pico à impermeabilização urbana e à capacidade de condução da infraestrutura existente. A bacia foi caracterizada por geoprocessamento, com análise morfométrica e mapeamento de uso e cobertura do solo, permitindo a estimativa do Curve Number (CN) e do percentual de impermeabilidade por sub-bacia. A transformação chuva–vazão foi realizada pelo Hidrograma Unitário do SCS, com perdas estimadas pelo método CN. As chuvas de projeto foram definidas a partir de curva Intensidade–Duração–Frequência local, adotando-se duração crítica de 14 horas, discretização de 30 minutos e simulação para tempos de retorno de 10, 25 e 50 anos. As vazões de pico obtidas foram de 146,7m³/s (TR 10), 198,3m³/s (TR 25) e 246,4m³/s (TR 50). A capacidade hidráulica do trecho analisado, estimada pela equação de Manning para seção retangular, foi de 221,24 m³/s, indicando suficiência para TR 10 e 25 anos e insuficiência para TR 50 anos, com potencial de extravasamento em eventos mais extremos. A simulação de medidas de drenagem sustentável (SUDS) em sub-bacias mais impermeabilizadas indicou redução do CN e tendência de diminuição dos picos de vazão. Complementarmente, são recomendadas medidas não estruturais, como revisão de diretrizes urbanísticas para compensação de impermeabilização, rotinas periódicas de inspeção e limpeza da drenagem, mapeamento de áreas sujeitas a extravasamento e ações de educação ambiental. Conclui-se que a mitigação de cheias requer estratégia integrada que combine intervenções estruturais e não estruturais para ampliar a resiliência da drenagem urbana.

Palavras-chave: Drenagem urbana; cheias urbanas; curve number; macrodrenagem.

ABSTRACT

Urban imperviousness expansion and the increasing occurrence of intense rainfall events have raised peak discharges, exacerbating urban flooding. In this context, this study assesses the hydrological response of the Ribeirão Vau-açu sub-basin in Ponte Nova, Minas Gerais (Brazil), and evaluates the adequacy of the macrodrainage system under design storms. The research combined physical–territorial characterization, rainfall–runoff modeling in HEC-HMS, and hydraulic verification of a critical reach of the main channel, aiming to relate peak-flow generation to urban imperviousness and the conveyance capacity of existing infrastructure. The basin was characterized through GIS-based processing, including morphometric analysis and land use/land cover mapping, enabling estimation of the Curve Number (CN) and the percentage of imperviousness by sub-basin. Rainfall–runoff transformation was performed using the SCS Unit Hydrograph, with losses estimated by the CN method. Design storms were defined from a local Intensity–Duration–Frequency (IDF) curve, adopting a 14-hour critical duration, 30-minute time step, and simulations for 10-, 25-, and 50-year return periods. The resulting peak discharges were 146.7 m³/s (10-year), 198.3 m³/s (25-year), and 246.4 m³/s (50-year). The hydraulic capacity of the analyzed reach, estimated with Manning’s equation for a rectangular section, was 221.24 m³/s, indicating adequacy for the 10- and 25-year events and insufficiency for the 50-year event, with potential overtopping during more extreme storms. Simulations of sustainable urban drainage measures (SUDS) in the most impervious sub-basins indicated CN reductions and a tendency toward lower peak flows. Additionally, non-structural measures are recommended, including updating urban planning guidelines to offset imperviousness, routine inspection and cleaning of drainage infrastructure, mapping areas prone to overtopping, and environmental education actions. The findings indicate that flood mitigation requires an integrated strategy combining structural and non-structural interventions to enhance urban drainage resilience.

Keywords: Urban drainage; urban floods; Curve Number; macrodrainage.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquematização da bacia hidrográfica vista como um sistema hídrico produtor de água.....	16
Figura 2 - Hidrogramas de áreas urbanizadas e não urbanizadas	20
Figura 3 - Perfil esquemático do processo de enchente, inundação e alagamento	21
Figura 4 - Esquema SUDS	23
Figura 5 - Jardins de chuva	24
Figura 6 - Pavimentos permeáveis (blocos de concreto intertravados)	25
Figura 7 - Telhados verdes	25
Figura 8 - Bacia de retenção.....	26
Figura 9 - Bacia de retenção.....	27
Figura 10 - Etapas metodológicas do estudo.....	32
Figura 11 - Minas Gerais, Mesorregião e Área Urbanizada do Município.....	33
Figura 12 - Ortofoto da área de estudo.....	34
Figura 13 - Avanço da área urbanizada na área de estudo	36
Figura 14 - Uso e ocupação do solo na bacia nos anos de 1985 e 2023	37
Figura 15 - Geologia da bacia do Ribeirão Vau-açu	38
Figura 16 - Mapa Hipsométrico de Ponte Nova	39
Figura 17 - Mapa de declividade de Ponte Nova	40
Figura 18 - Mapa das sub-bacias do Ribeirão Vau-açu	43
Figura 19 - Modelo topológico das simulações hidrológicas	45
Figura 20 - recorte ampliado das simulações hidrológicas	46
Figura 21 - Exutório da área de estudo.....	54
Figura 22 - Canal retangular aberto.....	57
Figura 23 - Hidrograma de cheias para TR de 10 anos	61
Figura 24 - Hidrograma de cheias para TR de 25 anos	61
Figura 25 - Hidrograma de cheias para TR de 50 anos	62
Figura 26 - Inundação na Travessia da Av. Abdacio Felicio	67
Figura 27 - Inundações na Rua Felisberto Leopoldo	67
Figura 28 - Inundação na Rua Felisberto Leopoldo	68

Figura 29 - Áreas com potencial de implantação de SUDS	71
Figura 30 - Trechos assoreados ao longo do canal	73
Figura 31 - Travessia presente em ponto crítico do córrego.....	73
Figura 32 - Travessia para veículos em trecho final do canal.....	74
Figura 33 - Estrutura de bueiro na foz do córrego	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros morfométricos da bacia	41
Tabela 2 - Áreas de drenagem das sub-bacias do Ribeirão Vau-açu.....	43
Tabela 3 - Valores de CN adotados para cada tipologia de uso e ocupação do solo	48
Tabela 4 - CN ponderado e impermeabilidade calculados para cada sub-bacia	48
Tabela 5 - Parâmetros calculados para as sub-bacias, incluindo o tempo de concentração e Lag time	51
Tabela 6 - Precipitação incremental por intervalo de tempo	55
Tabela 7 - Parâmetros do trecho selecionado	57
Tabela 8 - Resumo das vazões de pico.....	60
Tabela 9 - Resultado dos parâmetros hidráulicos.....	63
Tabela 10 - Comparativo entre a capacidade do canal e as vazões de pico modeladas.....	64
Tabela 11 - Áreas delimitadas para cada tipologia de SUDS	69
Tabela 12 - Variação percentual com implementação de SUDS	70

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Parâmetros morfométricos de uma bacia hidrográfica.....	17
Quadro 2 - Eventos de inundação mais recentes	66

LISTA DE SIGLAS

CN - Número de Curva (*Curve Number*)

CNS - Coeficiente de Nash–Sutcliffe

HEC-HMS - Centro de Engenharia Hidrológica - Sistema de Modelagem Hidrológica (*Hydrologic Modeling System*)

HEC-RAS - Centro de Engenharia Hidrológica - Sistema de Análise de Rios (*River Analysis System*)

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDE-SISEMA - Infraestrutura de Dados Espaciais do SISEMA (base de dados geoespaciais)

IDF - Intensidade–Duração–Frequência

IMP - Impermeabilidade (índice/percentual de área impermeável)

MDE - Modelo Digital de Elevação

MDT - Modelo Digital de Terreno

MG - Minas Gerais

NRCS - Serviço de Conservação de Recursos Naturais (*Natural Resources Conservation Service*)

PLEDS - Plano Diretor Estratégico de Desenvolvimento Integrado e Sustentável

QGIS - Sistema de Informações Geográficas QGIS (software de geoprocessamento)

SCS - Serviço de Conservação do Solo (*Soil Conservation Service*)

SIG - Sistema de Informações Geográficas

SUDS - Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável

TR - Tempo de Retorno

WSUD - Desenho Urbano Sensível à Água (*Water Sensitive Urban Design*)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Objetivo.....	13
1.1.1	Objetivos Específicos	13
1.2	Justificativa	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1	Bacias Hidrográficas Urbanas.....	15
2.2	Urbanização e os impactos nos sistemas de drenagem.....	19
2.3	Sistemas sustentáveis de drenagem urbana	22
2.4	Geoprocessamento aplicado em ambientes urbanos	27
2.5	Modelagem hidrológica	29
3	METODOLOGIA	32
3.1	Caracterização da Área de Estudo	32
3.2	Caracterização Fisiográfica da Bacia.....	35
3.3	Caracterização Morfométrica da Bacia	41
3.4	Modelagem Hidrológica	42
3.4.1	Caracterização do modelo hidrológico	42
3.4.2	Cálculo do Curve Number (CN).....	46
3.4.3	Tempo de Concentração	50
3.4.4	Chuva de projeto	52
3.4.5	Avaliação da consistência hidráulica do modelo no ponto crítico da macrodrenagem.....	55
3.5	Análise normativa e formulação de propostas de mitigação de cheias	58

4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1	Análise morfométrica da sub-bacia do Ribeirão Vau-açu	59
4.2	Modelagem Hidrológica	60
4.2.1	Avaliação da consistência hidráulica do modelo no ponto crítico da macro drenagem.....	63
4.3	Análise normativa e formulação de propostas de mitigação de cheias	65
4.3.1	Cheias recentes e implicações para a drenagem urbana	66
4.3.2	Proposições de melhorias	68
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
	Referências.....	79

1 INTRODUÇÃO

O avanço acelerado da urbanização, aliado à intensificação de eventos pluviométricos extremos, tem pressionado a capacidade dos sistemas convencionais de drenagem, projetados majoritariamente para conduzir rapidamente a água para jusante (Tucci, 2007). Em municípios com alta impermeabilização, como Ponte Nova (MG), esse modelo, desprovido de estratégias de retenção e infiltração, contribui para a elevação dos picos de vazão e a ocorrência recorrente de alagamentos e inundações, comprometendo a segurança e a qualidade de vida da população (Silveira, 2005).

A complexidade do problema é ampliada pela falta de integração entre planejamento urbano, infraestrutura de drenagem e gestão das águas pluviais. Em muitas cidades brasileiras, a ausência de parâmetros técnicos atualizados e de diretrizes normativas específicas para o dimensionamento das redes pluviais limita a adoção de soluções adaptadas à realidade local e ao cenário de mudanças climáticas (Garrido Neto et al., 2019). Esse contexto reforça a necessidade de estratégias que conciliem eficiência hidráulica, mitigação de impactos ambientais e sustentabilidade no longo prazo.

Os Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana (SUDS) surgem como uma abordagem alternativa e complementar, capaz de restabelecer parte das funções hidrológicas naturais em áreas urbanizadas (Fletcher et al., 2015). Técnicas como bacias de retenção, pavimentos permeáveis, jardins de chuva e telhados verdes permitem controlar a vazão de forma descentralizada, reduzir a sobrecarga nas redes convencionais, melhorar a qualidade da água e potencializar a recarga dos aquíferos. Entretanto, sua implementação requer diagnóstico preciso da situação existente, identificação das áreas mais vulneráveis e avaliação de sua viabilidade técnica em função da morfologia urbana e das condições hidrológicas locais.

Diante desse cenário, este estudo avalia a resposta hidrológica da sub-bacia do Ribeirão Vau-açu e a suficiência hidráulica de um trecho crítico da macrodrenagem, integrando geoprocessamento, modelagem hidrológica e análise normativa. As

vazões de pico simuladas para diferentes tempos de retorno são confrontadas com a capacidade de condução do canal, estimada pela equação de Manning. Com base nesses resultados, são propostas diretrizes técnicas e medidas de drenagem sustentável (SUDS) para reduzir o risco de extravasamentos e fortalecer a resiliência hídrica urbana.

1.1 Objetivo

Este trabalho tem como objetivo avaliar a resposta hidrológica da sub-bacia do Ribeirão Vau-açu e verificar a suficiência hidráulica de um trecho crítico da macrodrenagem urbana, utilizando geoprocessamento, modelagem hidrológica e análise normativa, com foco em propor diretrizes e medidas de mitigação de cheias.

1.1.1 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, tem-se:

- Caracterizar a sub-bacia do Ribeirão Vau-açu quanto ao uso e ocupação do solo e ao nível de impermeabilização, relacionando esses fatores ao escoamento superficial;
- Estimar as vazões de pico para diferentes chuvas de projeto (tempos de retorno) e identificar condições críticas associadas a cheias;
- Avaliar a suficiência hidráulica do trecho crítico da macrodrenagem e propor medidas (estruturais e não estruturais, incluindo SUDS) para mitigação de inundações.

1.2 Justificativa

O presente trabalho justifica-se pela elevada frequência e gravidade das inundações urbanas em Ponte Nova (MG), intensificadas tanto pelo aumento de eventos climáticos extremos quanto pela expansão desordenada da malha urbana, que reduzem a capacidade natural de infiltração do solo e aceleram o escoamento superficial (Tucci, 2007). Além disso, a vulnerabilidade de áreas críticas da cidade tem se traduzido em prejuízos recorrentes à infraestrutura pública, ao patrimônio privado e à qualidade de vida da população (Faria; Cunha; Junior, 2019).

Os sistemas convencionais de drenagem pluvial, baseados na rápida evacuação das águas por galerias e canais, têm se mostrado insuficientes para lidar com os novos cenários hidrológicos urbanos, transferindo o problema para jusante e agravando impactos socioeconômicos e ambientais, como alagamentos, contaminação difusa de corpos hídricos e danos a equipamentos urbanos (Novotny; Olem, 1994). A análise crítica dessas limitações revela a necessidade de soluções que não apenas transportem o escoamento, mas também promovam retenção, infiltração e melhoria da qualidade da água no próprio local de ocorrência (Fletcher et al., 2015).

Nesse contexto, a aplicação integrada de ferramentas de geoprocessamento para mapeamento de pontos críticos (Ouma; Tateishi, 2014), a avaliação técnico-operacional de Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana (SUDS) e a modelagem hidrológica voltada ao contexto local oferecem um caminho promissor para o aumento da resiliência urbana. Ao propor diretrizes que combinem técnicas convencionais e soluções sustentáveis, como jardins de chuva, pavimentos permeáveis e bacias de retenção, este estudo busca subsidiar gestores públicos e projetistas na adoção de práticas alinhadas aos princípios do desenvolvimento urbano sustentável, capazes de reduzir picos de vazão, mitigar inundações e contribuir para a adaptabilidade do sistema urbano frente às mudanças climáticas (Woods-Ballard et al., 2015).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A presente revisão de literatura aborda os principais fundamentos teóricos e práticos necessários para compreender a dinâmica da drenagem urbana e subsidiar a aplicação de soluções sustentáveis. Inicialmente, são discutidas as características e parâmetros morfométricos das bacias hidrográficas urbanas, destacando como a urbanização modifica o ciclo hidrológico e intensifica os problemas de escoamento superficial. Em seguida, analisa-se a evolução e as limitações dos sistemas convencionais de drenagem, contextualizando a transição para abordagens mais integradas e resilientes, como os Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana (SUDS), cujas tipologias e benefícios hidrológicos e ambientais são detalhados. A revisão também contempla o uso de ferramentas de geoprocessamento como suporte à gestão e ao planejamento de drenagem, permitindo identificar áreas críticas e simular intervenções. Por fim, são explorados os fundamentos e aplicações da modelagem hidrológica como instrumento de previsão, dimensionamento e avaliação de cenários, consolidando uma base técnico-científica que sustenta a análise desenvolvida neste estudo.

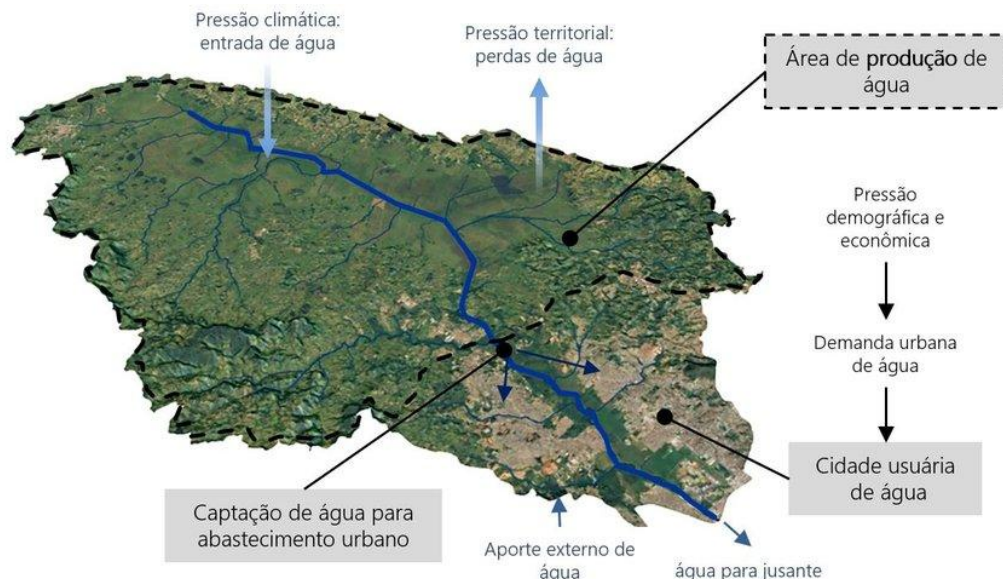
2.1 Bacias Hidrográficas Urbanas

As bacias hidrográficas urbanas representam unidades territoriais complexas, definidas pelos limites naturais das áreas drenadas por rios e córregos e profundamente influenciadas pelas dinâmicas sociais e econômicas das cidades. A urbanização altera significativamente as características naturais dessas bacias, afetando o uso e a ocupação do solo, modificando o equilíbrio ecológico e impactando a qualidade ambiental geral (Tucci, 2007). Uma representação esquemática da bacia hidrográfica como um sistema hídrico pode ser observada na Figura 1.

Essas áreas são compostas por diversos elementos interligados que desempenham papel fundamental na regulação hídrica local. Além dos cursos d'água principais, são formadas por nascentes, áreas de recarga hídrica, planícies de inundação e corredores ecológicos. A preservação dessas áreas garante a manutenção de serviços ecossistêmicos essenciais, como abastecimento de água

potável, regulação do microclima urbano e suporte à biodiversidade local (Villela; Mattos, 1975).

Figura 1 – Esquemática da bacia hidrográfica vista como um sistema hídrico produtor de água.



Fonte: Possantti (2019)

A gestão integrada das bacias hidrográficas urbanas pressupõe uma abordagem interdisciplinar, articulando planejamento urbano, conservação ambiental e gestão dos recursos hídricos. Reconhecer a bacia hidrográfica como unidade territorial básica e integradora permite ações coordenadas entre municípios, promovendo soluções que vão além das questões pontuais e que buscam garantir a saúde ecológica, social e econômica das cidades inseridas nesses sistemas naturais (Tucci, 2007). Um parâmetro fundamental para a compreensão da hidrologia urbana é o tempo de concentração. Este indicador representa o intervalo de tempo necessário para que toda a área da bacia hidrográfica passe a contribuir para o escoamento no seu exutório, após o início de um evento de precipitação (Silveira, 2005).

A impermeabilização do solo reduz drasticamente esse tempo, uma vez que a água flui com maior velocidade pelas superfícies e sistemas de drenagem artificiais. Como resultado, precipitações de intensidade moderada podem gerar picos de vazão elevados e súbitos, pois o volume escoado chega ao canal principal de forma quase simultânea. O cálculo do tempo de concentração, por meio de métodos como o de

Kirpich ou outras formulações adaptadas a contextos urbanos, é, portanto, essencial para o dimensionamento adequado das estruturas de drenagem (Silveira, 2005; Batista et al., 2011).

Parâmetros morfométricos específicos das bacias hidrográficas, como área, perímetro, comprimento e declividade dos cursos d'água, são fundamentais para compreender as respostas hidrológicas às intervenções urbanas, conforme detalhado na Quadro 1 (Villela; Mattos, 1975). Esses dados ajudam na identificação das áreas mais vulneráveis e na definição de estratégias que conciliem desenvolvimento urbano com a sustentabilidade ambiental.

Quadro 1 - Parâmetros morfométricos de uma bacia hidrográfica

Parâmetro	Fórmula	Unidade	Descrição
Área de drenagem	A	km ²	Obtida por meio de planimetria, que reúne toda a área cujo escoamento converge para o ponto de saída da bacia (Villela; Mattos, 1975).
Perímetro da bacia	P	km	Comprimento total ao longo da linha divisória de águas (Villela; Mattos, 1975).
Comprimento do curso d'água principal	L _p	km	Distância medida desde a nascente até o exutório ao longo do canal que possui o maior fluxo dentro da bacia (Villela; Mattos, 1975).
Comprimento total dos cursos d'água	$\sum L_i$	km	Soma de todos os trechos de rios, córregos ou canais que compõem a rede de drenagem da bacia (Villela; Mattos, 1975).
Coefficiente de compactidade	$Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$	—	Relação que compara o perímetro da bacia com o perímetro de uma circunferência de área equivalente (Villela; Mattos, 1975).

Quadro 1 - Parâmetros morfométricos de uma bacia hidrográfica

(continuação)

Parâmetro	Fórmula	Unidade	Descrição
Coefficiente de forma	$kf = \frac{A}{L^2}$	—	Quociente entre a área da bacia e o quadrado do comprimento do canal principal (Villela; Mattos, 1975).
Densidade de drenagem	$D_d = \frac{L_{total}}{A}$	km/km ²	Razão entre a extensão total de todos os cursos d'água e a área de drenagem (Villela; Mattos, 1975).
Ordem dos cursos d'água	$i + 1$	—	Classificação de Strahler (1945) que indica o nível hierárquico dos canais (Villela; Mattos, 1975).
Declividade equivalente do curso principal	$S_3 = \left[\frac{\sum L_i}{\sum (L_i / \sqrt{S_i})} \right]^2$	m/m	Declividade equivalente constante, que se obtém a partir da consideração de que o tempo total da água no canal natural é igual ao tempo de percurso da água em um canal hipotético de declividade constante S ₃ (Barbosa Jr. 2023).

Fonte: Adaptado de Filipe (2024)

Embora cada parâmetro morfométrico seja útil como indicador da dinâmica hidrológica, uma leitura crítica mostra que nenhum deles, isoladamente, descreve a complexidade de uma bacia urbana, sendo mais consistente interpretá-los em conjunto. A área de drenagem é fundamental para indicar o potencial de geração de volumes, mas pode ocultar contrastes internos de uso e ocupação do solo que controlam respostas locais; o perímetro define o contorno, porém não captura variações topográficas que condicionam trajetórias de fluxo e mobilização de sedimentos; e o comprimento do talvegue principal, apesar de sugerir um caminho preferencial de escoamento, não representa, por si só, a contribuição e a conectividade de tributários e trechos secundários em situações críticas. Do mesmo modo, o comprimento total da rede sinaliza o grau de ramificação, mas não distingue a efetiva participação hidráulica de cada segmento no escoamento superficial.

Os índices de compacidade e forma ajudam a inferir tendências de concentração do hidrograma, porém dependem de uma idealização geométrica que pode não refletir a heterogeneidade e a fragmentação típicas do meio urbano. A densidade de drenagem expressa a extensão de canais por área, mas não qualifica, por exemplo, o papel de retenção/infiltração (ou a perda dessas funções) ao longo do sistema; a ordem dos cursos d'água hierarquiza a rede, mas é limitada para captar intervenções antrópicas e estrangulamentos hidráulicos; e a declividade equivalente do curso principal, por sintetizar o relevo em um único valor, pode mascarar trechos críticos (de baixa declividade com remanso, ou de maior energia), relevantes para erosão, sedimentação e extravasamentos. Em síntese, a bacia deve ser tratada como um sistema integrado, em que a interpretação conjunta dos parâmetros associada ao uso do solo oferece um diagnóstico mais fiel para apoiar a gestão e o planejamento da drenagem urbana.

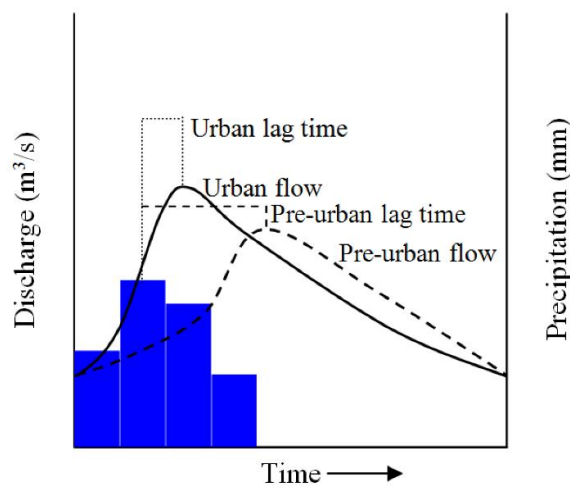
2.2 Urbanização e os impactos nos sistemas de drenagem

As reflexões seminais de Dunne e Leopold (1978) estabeleceram que a urbanização altera fundamentalmente o ciclo hidrológico. Áreas que antes apresentavam alta capacidade de infiltração, contribuindo para a recarga de aquíferos e para a atenuação das vazões de cheia, são convertidas em superfícies impermeáveis. Como consequência, o escoamento superficial é drasticamente amplificado em volume e velocidade.

Em sua análise sobre a canalização e retificação fluvial, Tucci (2007) expõe as limitações da engenharia hidráulica tradicional no controle de inundações. A prática de confinar cursos d'água em canais de concreto, embora implementada sob a premissa de mitigar cheias, pode falhar em pontos de elevada energia hidráulica. A ruptura de tais estruturas pode desencadear eventos de inundação súbitos e destrutivos, com graves consequências socioeconômicas. O conceito de tempo de concentração, conforme discutido por Silveira (2005), elucida o mecanismo subjacente a esse fenômeno. Em uma bacia hidrográfica urbanizada, a ausência de solo permeável para o armazenamento temporário do volume precipitado acelera a resposta hidrológica, encurtando o tempo de percurso do escoamento até o exutório.

Essa alteração é claramente visível na forma do hidrograma de cheia. Em uma bacia não urbanizada, o hidrograma típico exibe uma curva de ascensão gradual, um pico de vazão atenuado e uma recessão prolongada, devido aos processos de infiltração e escoamento subsuperficial (Tucci, 2005). Em contraste, a mesma precipitação em uma bacia urbanizada gera um hidrograma com tempo de pico significativamente reduzido, uma vazão de pico de maior magnitude e uma recessão abrupta, como ilustrado na Figura 2. O hidrograma urbano assume, assim, uma forma aguda, enquanto o rural apresenta um perfil mais suave, revelando a profunda influência do ambiente construído no pulso hidrológico do sistema de drenagem.

Figura 2 - Hidrogramas de áreas urbanizadas e não urbanizadas



Fonte: Ouma (2014)

Além de modificar a resposta hidrológica da bacia, a urbanização também agrava os impactos do escoamento superficial, intensificando problemas como alagamentos, inundações e enchentes (Figura 3), situações preocupantes por produzirem efeitos imediatos e consequências posteriores à saúde humana. Nesse processo, o escoamento superficial passa a concentrar e transportar materiais e resíduos acumulados nas superfícies urbanas (por exemplo, sedimentos e contaminantes associados às vias), ampliando os efeitos negativos sobre os cursos d'água e sobre a dinâmica de drenagem (Novotny; Olem, 1994; Schueler, 1987).

Diante desse cenário, o modelo tradicional de drenagem, baseado na rápida condução das águas pluviais por galerias e canalizações vem sendo reavaliado, pois muitas vezes apenas transfere os impactos para jusante, sem enfrentar a origem do

problema (Tucci, 2005). Em contrapartida, medidas contemporâneas, como pavimentos permeáveis e outras soluções de drenagem sustentável, buscam mimetizar o ciclo hidrológico natural, favorecendo infiltração, filtragem e recarga local. Essas práticas já são adotadas há décadas em diversos países, enquanto no Brasil a difusão do seu uso é mais recente.

Demonstra-se, com base no exposto, que os impactos da urbanização sobre a drenagem transcendem a dimensão puramente técnica, refletindo as decisões sociais no manejo dos recursos hídricos. A gestão integrada do ciclo da água em escala local emerge como um fator determinante para a resiliência urbana. Para superar o ciclo de impactos hidrológicos adversos, é imperativo que os novos projetos de drenagem incorporem os princípios da dinâmica fluvial e dos processos naturais. Compete, assim, a uma colaboração interdisciplinar entre engenheiros, urbanistas e pesquisadores o desenvolvimento de soluções que resultem em cidades mais seguras e adaptadas aos eventos climáticos extremos.

Figura 3 - Perfil esquemático do processo de enchente, inundação e alagamento



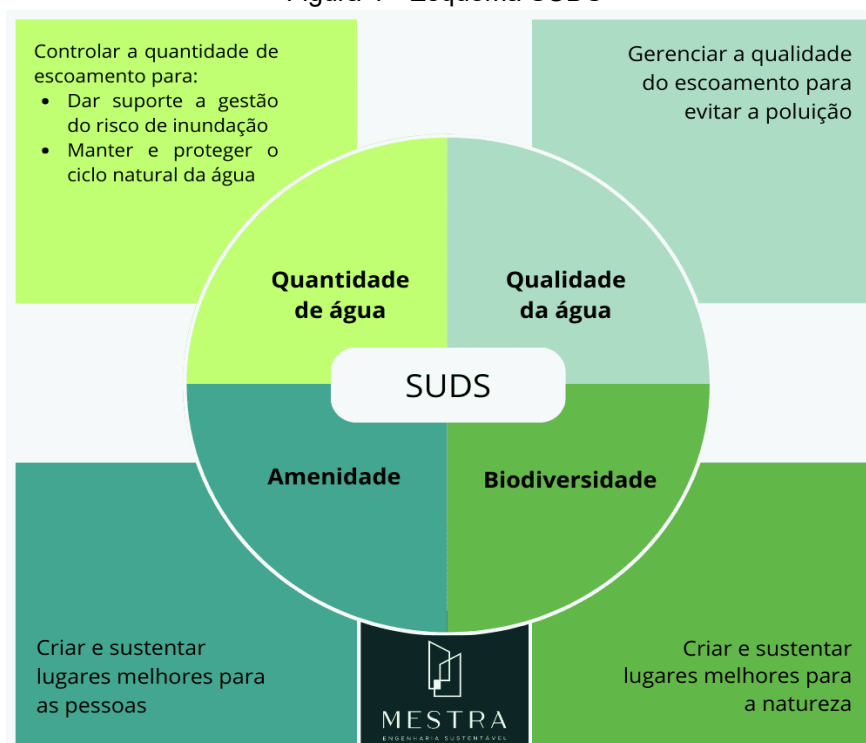
Fonte: Guerra (2015)

2.3 Sistemas sustentáveis de drenagem urbana

Os Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana (SUDS), também conhecidos internacionalmente como Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) ou Desenho Urbano Sensível à Água (WSUD), representam uma mudança de paradigma na gestão das águas pluviais. Esta abordagem surge como uma resposta aos problemas gerados pelos sistemas de drenagem convencionais, que, ao priorizarem a rápida evacuação do escoamento, exacerbam inundações a jusante, degradam a qualidade da água e negligenciam o valor do ciclo hidrológico local (Fletcher et al., 2015). A adoção desses princípios tem ganhado crescente atenção no contexto brasileiro, onde se busca adaptar tais técnicas às realidades urbanas e climáticas do país (Baptista; Nascentes; Imhoff, 2015; Garrido Neto et al., 2019).

O conceito fundamental dos SUDS é gerenciar a água da chuva o mais próximo possível de sua origem, utilizando técnicas que mimetizam os processos hidrológicos naturais de infiltração, retenção, evapotranspiração e tratamento. Essa filosofia contrasta diretamente com a engenharia de drenagem tradicional, baseada em galerias e canais de concreto, cujo objetivo principal é o transporte do escoamento para fora do perímetro urbano o mais rápido possível (Tucci, 2005). Conforme ilustrado esquematicamente na Figura 4, a abordagem sustentável integra um conjunto de soluções multifuncionais e descentralizadas à paisagem urbana.

Figura 4 - Esquema SUDS



Fonte: MESTRA - Engenharia Sustentável (2024)

Os Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana (SUDS) compreendem um conjunto de técnicas descentralizadas que visam reproduzir processos hidrológicos naturais para controlar quantidades e qualidades do escoamento (Fletcher et al., 2015). A seguir, apresentam-se os principais modelos, suas características técnicas e ilustrações correspondentes.

Os Jardins de chuva são pequenas bacias rasas preenchidas por solo filtrante, mantido por camadas de drenagem e vegetação adequada. Captam e retêm temporariamente o escoamento, promovendo infiltração e remoção de poluentes por processos biológicos e físicos (Woods-Ballard et al., 2015). A Figura 5 ilustra uma representação dos jardins de chuva.

Figura 5 – Jardins de chuva



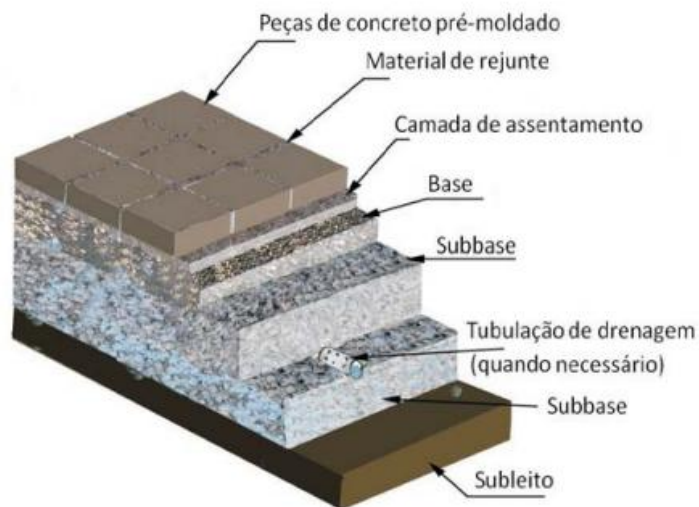
Fonte: Prefeitura do Rio (2021)

Tem-se também os pavimentos permeáveis, que são superfícies rígidas ou semirrígidas que permitem passagem de água através de interstícios ou materiais porosos, como demonstrado na Figura 6. Sistemas comuns são compostos de:

- Blocos intertravados com juntas preenchidas de agregados;
- Concreto poroso com porosidade de 15–20% (Woods-Ballard et al., 2015).
- Asfalto drenante com 30–40% de vazios.

A água infiltra-se na camada suporte (brita graduada) e é coletada por drenos horizontais. Contribui para redução de picos de vazão e recarga de aquíferos (Garrido Neto et al., 2019).

Figura 6 – Pavimentos permeáveis (blocos de concreto intertravados)

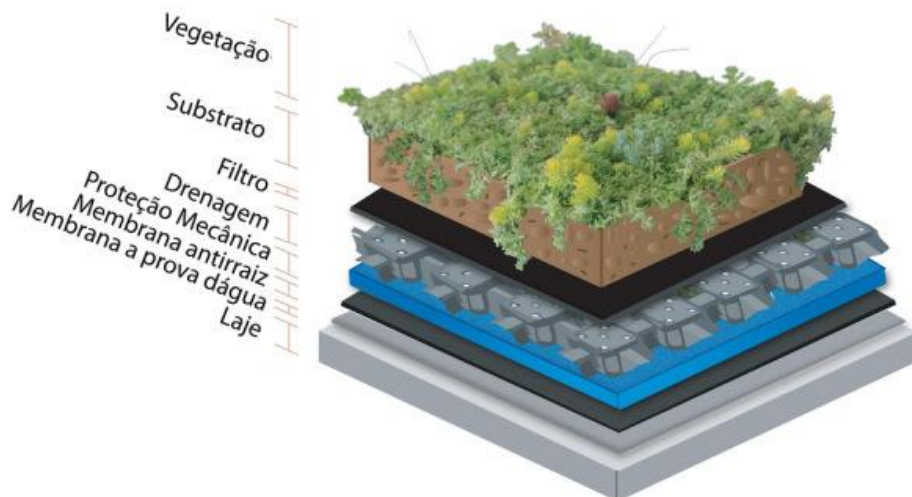


Fonte: Glasser (2017)

Já os telhados verdes, são sistemas vegetados instalados sobre lajes, compostos por múltiplas camadas: membrana impermeabilizante, proteção mecânica, camada de drenagem, substrato (0,08–0,15 m) e cobertura vegetal. Retêm até 70% da chuva em eventos moderados, reduzindo carga sobre galerias e melhorando isolamento térmico (Baptista; Nascentes; Imhoff, 2015). Na Figura 7 pode-se observar como é a estrutura de um sistema com telhado verde implementado.

Figura 7 – Telhados verdes

Componentes do telhado verde

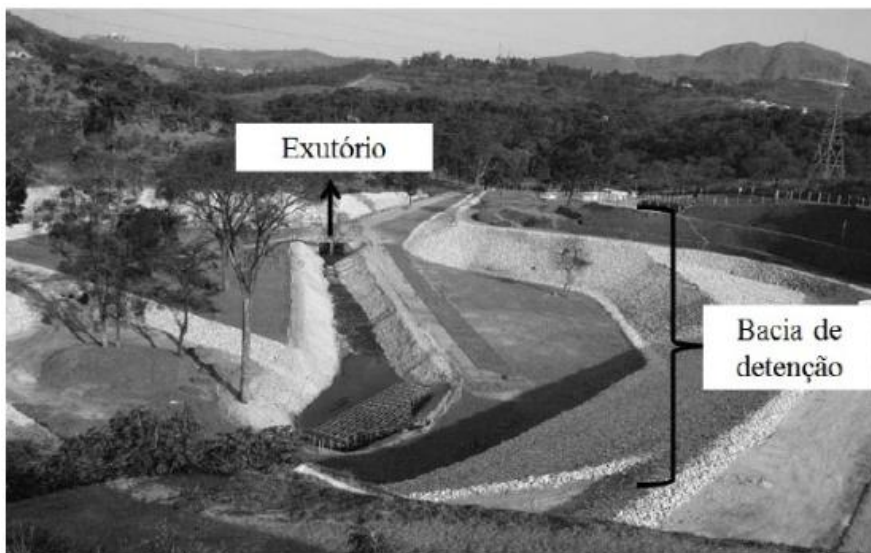


Fonte: Redação sustentarqu (2015)

As bacias de retenção são grandes reservatórios superficiais são projetados para armazenar volumes críticos de água, desempenhando papel fundamental no controle de cheias e no gerenciamento do escoamento pluvial. As bacias de retenção (Figura 8), por exemplo, consistem em estruturas destinadas ao armazenamento temporário das águas de chuva, permanecendo secas durante os períodos de estiagem. Elas são dimensionadas para reter o escoamento ao longo de um evento pluviométrico e por um período subsequente, com o tempo de retenção diretamente relacionado à vazão máxima de entrada e ao volume acumulado. Para controlar o fluxo a jusante, essas bacias contam com um exutório que regula a vazão de saída (Tucci, 2005).

Já as bacias de retenção (Figura 9) diferenciam-se por manter um nível constante de água — denominado “volume permanente” — mesmo em períodos de estiagem. Durante eventos de chuva, o volume excedente é temporariamente armazenado, elevando o nível da lâmina d’água. Um exutório, posicionado acima do nível permanente, libera esse excedente de forma controlada até que a bacia retorne às condições normais (Tucci, 2005). Essas duas tipologias, embora com finalidades semelhantes, apresentam estratégias distintas para regular o escoamento, combinando eficiência hidráulica e benefícios ambientais.

Figura 8 – Bacia de retenção



Fonte: Rossi; Gonçalves (2012)

Figura 9 – Bacia de retenção



Fonte: Mathidro (2023)

2.4 Geoprocessamento aplicado em ambientes urbanos

O geoprocessamento destaca-se como ferramenta tecnológica essencial aplicada à gestão urbana, principalmente na análise e mitigação de problemas relacionados à drenagem pluvial e inundações recorrentes. Através dos Sistemas de Informações Geográficas (SIG) é possível realizar análises espaciais detalhadas para identificar áreas críticas, como locais mais vulneráveis a eventos de inundação e alagamento, conforme discutido por Pereira e Silva (2001).

A integração de técnicas como o sensoriamento remoto e a cartografia digital permite avaliar detalhadamente alterações no uso e ocupação do solo e o consequente aumento da impermeabilização urbana, fatores diretamente relacionados à intensificação dos problemas hidrológicos urbanos (Farina, 2006). Essas ferramentas possibilitam monitorar mudanças históricas no ambiente construído e prever cenários futuros, considerando a expansão urbana e as transformações da paisagem (Pereira; Silva, 2001).

Além disso, o geoprocessamento é eficaz na simulação SUDS, permitindo avaliar previamente a eficiência dessas intervenções antes da implementação prática. Estudos realizados em Belo Horizonte/MG exemplificam essa aplicação,

demonstrando que o uso de SIG facilita identificar áreas adequadas para instalação de jardins de chuva e bacias de retenção, contribuindo significativamente para a redução dos picos de vazão e mitigação das cheias (Garrido Neto et al., 2019). Outro exemplo é o estudo desenvolvido em Recife/PE, onde técnicas de geoprocessamento foram fundamentais para mapear áreas suscetíveis à inundação e definir locais estratégicos para implantação de pavimentos permeáveis e telhados verdes, comprovando a efetividade dessas soluções para melhorar a resiliência urbana a eventos de chuva intensa (Alves, 2021).

Para a análise das áreas críticas associadas a problemas de drenagem, técnicas como a interpolação espacial, análise multicritério e modelagem hidrológica são amplamente utilizadas. Ferramentas como ArcGIS e QGIS possibilitam realizar análises espaciais avançadas, incluindo a geração de modelos digitais de terreno (MDT) e mapas de vulnerabilidade (Tucci, 2007).

No contexto brasileiro, a implementação de SIGs enfrenta obstáculos práticos significativos. O principal deles é a falta de dados digitais, que é um pré-requisito determinante para qualquer projeto (Pereira; Silva, 2001). Muitas vezes, a implantação de um sistema principia pela contratação de levantamentos aerofotogramétricos, consumindo recursos vultosos. Soma-se a isso a ausência de políticas claras de disponibilização de dados espaciais por parte dos órgãos públicos, a falta de pessoal capacitado e o desconhecimento das possibilidades existentes por parte dos gestores (Farina, 2006). Assim, embora o geoprocessamento represente uma evolução significativa, sua eficácia está intrinsecamente ligada ao contexto social e político em que se insere. O desafio fundamental é garantir que estas ferramentas sejam utilizadas não para reforçar desigualdades, mas para fomentar um planejamento transparente e orientado à construção de cidades mais justas e sustentáveis.

Dessa forma, a utilização do geoprocessamento como instrumento para análise e planejamento urbano configura-se como avanço significativo para o desenvolvimento sustentável das cidades, proporcionando a redução de riscos e aprimorando estratégias locais de drenagem pluvial (Pereira; Silva, 2001).

2.5 Modelagem hidrológica

A modelagem hidrológica constitui uma ferramenta essencial para a gestão de recursos hídricos, pois permite simular o comportamento de bacias hidrográficas e prever o regime fluvial a partir de representações matemáticas do ciclo hidrológico (Tucci, 2007). Dada a dificuldade de medir diretamente todos os processos em uma bacia, os modelos são aplicados para transformar dados de entrada, como a precipitação, em variáveis de interesse, como a vazão, tornando-se fundamentais para estudos de impacto, dimensionamento de obras e planejamento. A evolução histórica da modelagem partiu de métodos empíricos, como o Método Racional do século XIX, e avançou significativamente com o advento dos computadores, que viabilizaram a criação de modelos conceitualmente mais complexos e distribuídos (Almeida; Valdés Serra, 2017).

Os modelos hidrológicos são classificados segundo sua abordagem conceitual e espacial. A literatura distingue modelos determinísticos, que representam as relações de causa e efeito dos processos físicos, de modelos estocásticos, que incorporam componentes aleatórios em sua estrutura (Lucas et al., 2009). Quanto à representação espacial, os modelos podem ser concentrados, tratando a bacia como uma unidade homogênea, ou distribuídos, que subdividem a bacia em áreas menores para representar sua heterogeneidade. Para o cálculo da transformação da chuva em escoamento superficial, um dos métodos mais consagrados e amplamente utilizados é o *do Natural Resources Conservation Service (NRCS)*, baseado no parâmetro Curve Number (CN). Este é um método empírico que estima a lâmina de escoamento a partir da precipitação total, da abstração inicial (I_a) e da capacidade máxima de armazenamento de água no solo (S) (Tucci, 2007). O valor de CN, que varia de 0 a 100, é uma variável adimensional que reflete as características de uso do solo, tipo hidrológico do solo e as condições de umidade antecedente (Tucci, 2007).

Esses conceitos e métodos são implementados em programas computacionais específicos. Um dos mais utilizados mundialmente é o HEC-HMS (*Hydrologic Modeling System*), desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos. Trata-se de um *software* projetado para simular os processos de precipitação-

vazão em sistemas de bacias hidrográficas (Alves, 2021). Sua estrutura é modular, composta por três componentes principais: o modelo da bacia, que representa o sistema físico através de sub-bacias e canais; o modelo meteorológico, que processa os dados de precipitação e outras variáveis atmosféricas, e as especificações de controle, que definem o período e o intervalo de tempo da simulação (Alves, 2021).

A aplicação prática desses modelos, seja o HEC-HMS ou outros modelos, deve seguir um rigoroso processo de calibração e validação para garantir a confiabilidade de seus resultados (Lucas et al., 2009). A calibração consiste no ajuste dos parâmetros do modelo para que os resultados simulados se aproximem ao máximo dos dados observados em campo, um processo que é frequentemente avaliado por coeficientes estatísticos como o de *Nash-Sutcliffe* (CNS) (Viola et al., 2009; Alves, 2021).

Subsequentemente, a validação testa o modelo calibrado em um período de dados independente. Uma das aplicações mais relevantes dessa metodologia é o mapeamento de áreas inundáveis, onde o modelo hidrológico fornece os hidrogramas de cheia que, por sua vez, servem de dado de entrada para um modelo hidráulico (como o HEC-RAS), o qual delimita a mancha de inundação (Monte et al., 2016; Alves, 2021). Contudo, a precisão de qualquer modelo é fortemente dependente da qualidade e disponibilidade dos dados de entrada, sendo a escassez de dados pluviométricos e fluviométricos uma das maiores dificuldades e fontes de incerteza em estudos hidrológicos no Brasil (Almeida; Valdés Serra, 2017).

Além das abordagens gerais já mencionadas, diversos estudos têm utilizado modelos hidrológicos para simular técnicas compensatórias e propor soluções práticas para problemas de drenagem urbana. Alves (2021), por exemplo, empregou o software HEC-HMS em conjunto com o modelo hidráulico HEC-RAS para simular cenários de inundações no município de Campina Grande (PB), avaliando a eficácia de técnicas compensatórias como bacias de retenção e pavimentos permeáveis para mitigar eventos críticos. O estudo evidenciou redução significativa dos picos de cheia e do risco de alagamentos locais após aplicação dessas técnicas integradas ao modelo.

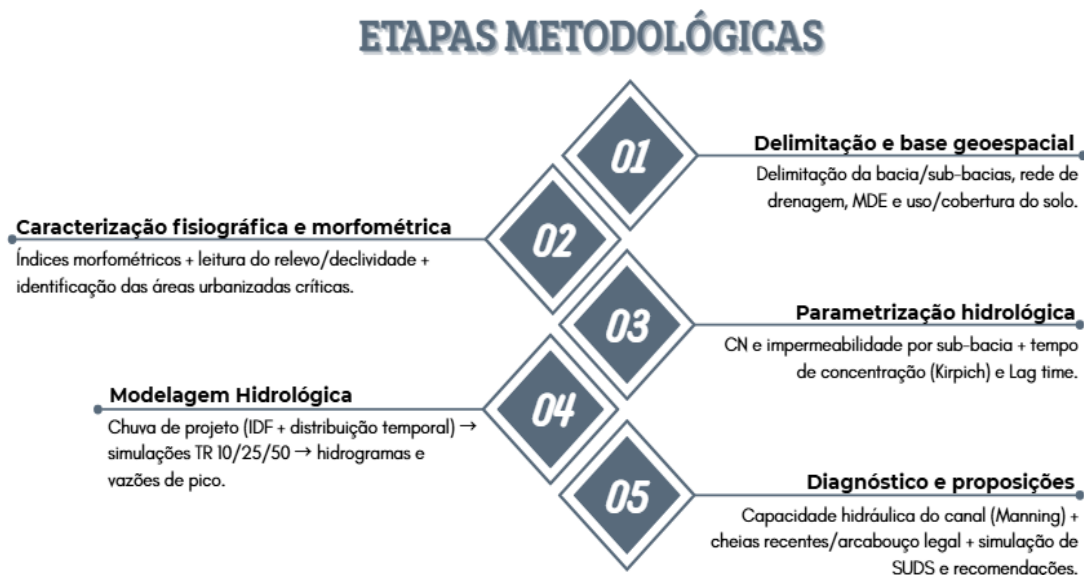
Monte et al. (2016) também aplicaram uma metodologia combinada, envolvendo os modelos HEC-HMS e HEC-RAS, para identificar áreas suscetíveis a inundações em Porto Alegre (RS). A partir disso, propuseram cenários de mitigação com técnicas compensatórias descentralizadas, como jardins de chuva e telhados verdes. A simulação demonstrou que tais práticas são eficientes na redução do volume escoado, mitigando impactos negativos na drenagem urbana e aumentando a resiliência hídrica das áreas urbanizadas.

Esses estudos exemplificam a aplicabilidade prática dos modelos hidrológicos para planejamento urbano sustentável e gestão integrada das águas pluviais, comprovando a importância dessas ferramentas na proposição e validação de soluções sustentáveis.

3 METODOLOGIA

Tendo em vista os objetivos do presente estudo, na Figura 10 são apresentadas as etapas metodológicas que foram realizadas neste trabalho.

Figura 10 – Etapas metodológicas do estudo



Fonte: Autoral, 2025

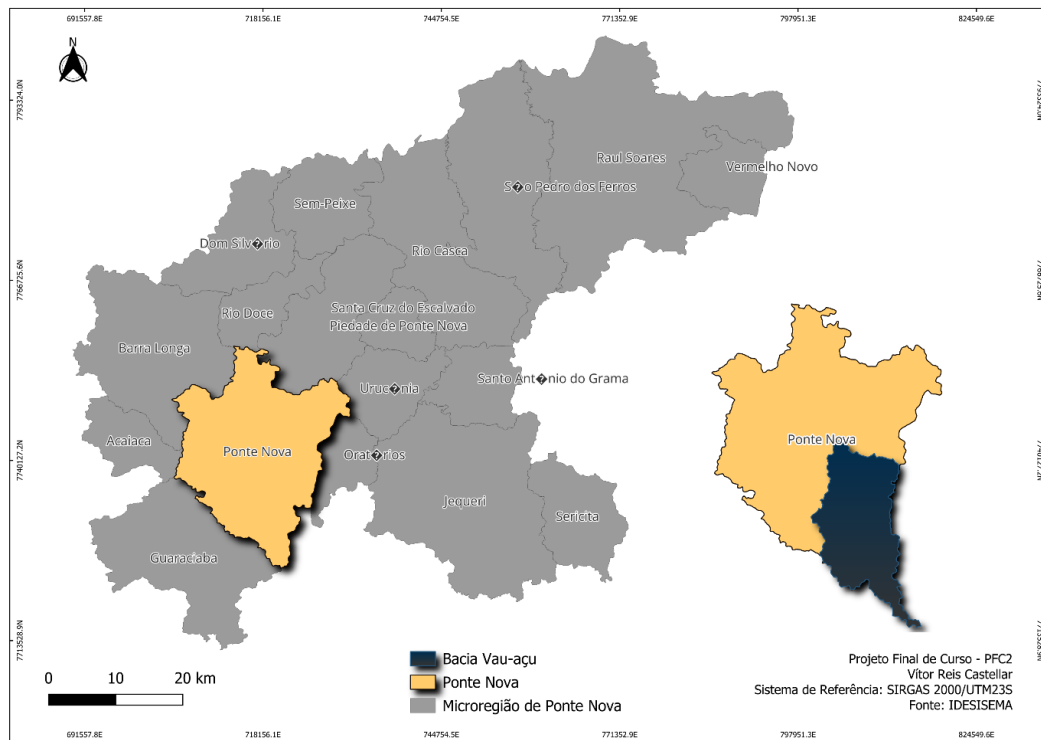
3.1 Caracterização da Área de Estudo

O município de Ponte Nova está situado na Mesorregião da Zona da Mata Mineira, no estado de Minas Gerais, região Sudeste do Brasil (Figura 11). Sua sede municipal localiza-se a aproximadamente 180 km a leste de Belo Horizonte. De acordo com o IBGE Cidades (2024), o município possui cerca de 59 mil habitantes e uma área territorial de 470,643 km² (IBGE, 2017). Até o ano de 2010, aproximadamente 86% da população residia na área urbana da sede municipal, onde, muitos moradores vivem em áreas classificadas como de risco para inundações, enxurradas e deslizamentos, evidenciando a vulnerabilidade socioambiental local.

Ponte Nova situa-se na bacia do rio Doce e é drenada pelo rio Piranga, um de seus formadores mais expressivos. No território de Ponte Nova, o Piranga adentra o perímetro urbano pelo quadrante nordeste e, após atravessá-lo, segue rumo ao norte até desaguar no rio do Carmo (Lima Junior, 2017). Segundo o Instituto de Geociências

Aplicadas, esse curso d'água apresenta um traçado altamente sinuoso, com mudanças abruptas de direção que geram múltiplos meandros e ilhas. Soma-se a isso uma rede de drenagem muito densa, composta por diversos ribeirões e córregos, característica que intensifica a dinâmica do escoamento superficial e os riscos de inundação em períodos de chuva intensa.

Figura 11 – Minas Gerais, Mesorregião e Área Urbanizada do Município



Fonte: Autoral (2026)

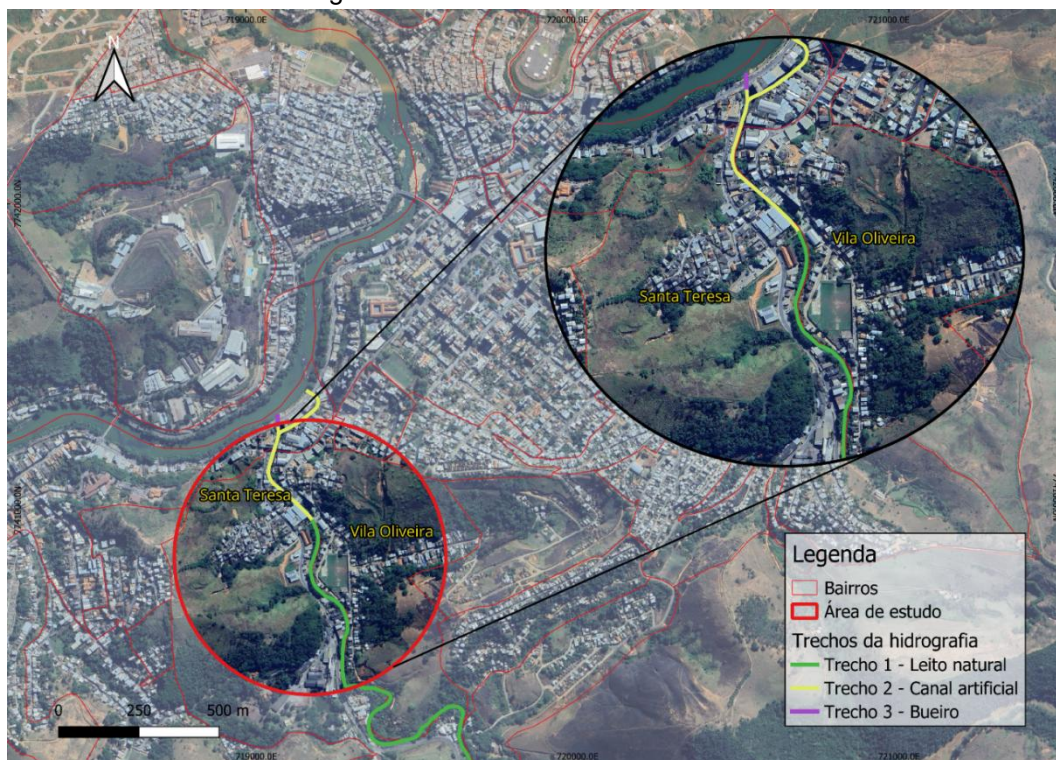
Ao longo do século XX, especialmente após a Segunda Guerra Mundial, Ponte Nova passou por diversificação econômica (suinocultura, comércio e serviços) e expansão territorial. Essa expansão deu-se, em grande parte, de forma orgânica e sem controle rigoroso do uso do solo, avançando sobre as planícies do rio Piranga. Como consequência, episódios de inundação em 1951, 1979, 1997, 2008, 2012 e 2020 impactaram severamente áreas centrais e bairros periféricos, evidenciando a vulnerabilidade de ocupações em várzeas e margens baixas sem mecanismos de contenção ou drenagem adequados (Faria; Cunha; Junior, 2019).

Desde a década de 1990, o aumento da impermeabilização, por meio de pavimentação, canalizações e loteamentos irregulares intensificou picos de cheia e

reduziu o tempo de concentração da bacia urbana (Tucci, 2007). Estudos recentes de modelagem hidrodinâmica mostram que, mesmo para períodos de retorno de 20 anos, as manchas de inundação ultrapassam continuamente as margens do Piranga, atingindo áreas densamente edificadas, resultado direto da expansão sobre áreas naturalmente destinadas à dissipação de cheias (Dunne; Leopold, 1978).

Diante disso, a área de estudo foi delimitada ao longo do curso do Ribeirão Vau-açu, que atua como elemento natural de separação entre os bairros Vila Oliveira e Santa Tereza, para uma melhor compreensão da área de estudo, a hidrografia principal foi dividida em trechos (Figura 12), onde:

Figura 12 – Ortofoto da área de estudo



Fonte: Autoral (2026)

- **Trecho 1 – Leito natural:** Corresponde ao segmento em que o córrego permanece em canal aberto, com margens mais naturais e maior irregularidade do fundo. Nesse trecho, a declividade do escoamento tende a ser mais variável, pois o curso acompanha o relevo com maior sinuosidade, alternando setores mais íngremes e mais suaves. Essa combinação de maior rugosidade e percurso mais longo favorece a

dissipação de energia, reduzindo a eficiência hidráulica e podendo permitir extravasamentos em eventos intensos, dependendo da seção disponível.

- **Trecho 2 – Canal artificial:** Representa o segmento com intervenção de engenharia, com canalização e regularização do leito. Em geral, a declividade passa a ser mais uniforme e “controlada”, com traçado mais retilíneo e menor sinuosidade, o que pode aumentar a declividade longitudinal média e tornar o escoamento mais eficiente (maiores velocidades e menor dissipação). Assim, esse trecho tende a concentrar e transferir vazões mais rapidamente para jusante, elevando a criticidade em pontos com limitações de seção.
- **Trecho 3 – Bueiro/galeria:** Estrutura de concreto do tipo galeria/bueiro de drenagem que deságua diretamente no rio principal. A estrutura apresenta seção retangular em concreto.

O Ribeirão do Vau-açu representa o principal eixo de drenagem pluvial na porção norte do perímetro urbano de Ponte Nova, concentrando historicamente os maiores registros de alagamentos e danos à infraestrutura nas cheias.

A rápida expansão da mancha urbana de Ponte Nova, transformou profundamente as dinâmicas hidrológicas locais. Onde antes a ocupação se limitava a pequenos aglomerados ao longo do vale, hoje surgem loteamentos e corredores residenciais que avançam sobre várzeas e encostas suaves, reduzindo drasticamente as áreas permeáveis (Carlos, 1988). Esse processo gera um duplo impacto na bacia: por um lado, o incremento das superfícies impermeabilizadas acelera o escoamento superficial, antecipando picos de cheia e sobrecarregando as galerias existentes; por outro, a perda de vegetação de margens e a canalização de afluentes menores comprometem a capacidade natural de atenuação de cheias, agravando erosão e assoreamento (Dunne; Leopold, 1978).

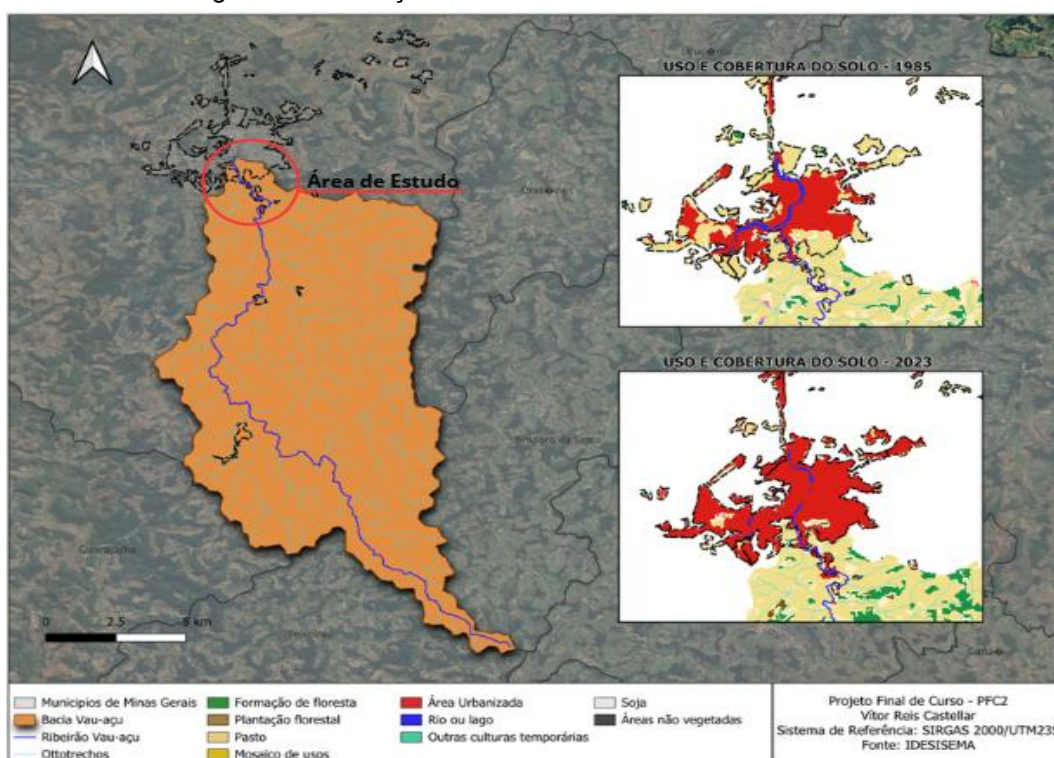
3.2 Caracterização Fisiográfica da Bacia

A expansão urbana tem pressionado progressivamente os limites do perímetro de proteção do Ribeirão Vau-açu. Antigos meandros foram retificados e trechos de mata

iliar substituídos por vias e edificações (Dunne; Leopold, 1978), promovendo alterações morfológicas e hidrológicas significativas. Essas intervenções reduzem a capacidade natural de retenção de sedimentos e comprometem os processos de infiltração e recarga aquífera, intensificando o escoamento superficial. Como consequência, as enchentes tendem a se tornar mais frequentes e severas tanto a montante quanto a jusante (Tucci, 2007).

A Figura 13 evidencia o avanço da mancha urbana entre 1985 e 2023, especialmente nos bairros inseridos na sub-bacia do Ribeirão Vau-açu. Observa-se que, ao longo desse período, a ocupação se expandiu sobre as margens do curso d'água, alterando substancialmente o regime de drenagem e ampliando a impermeabilização das áreas ribeirinhas.

Figura 13 – Avanço da área urbanizada na área de estudo



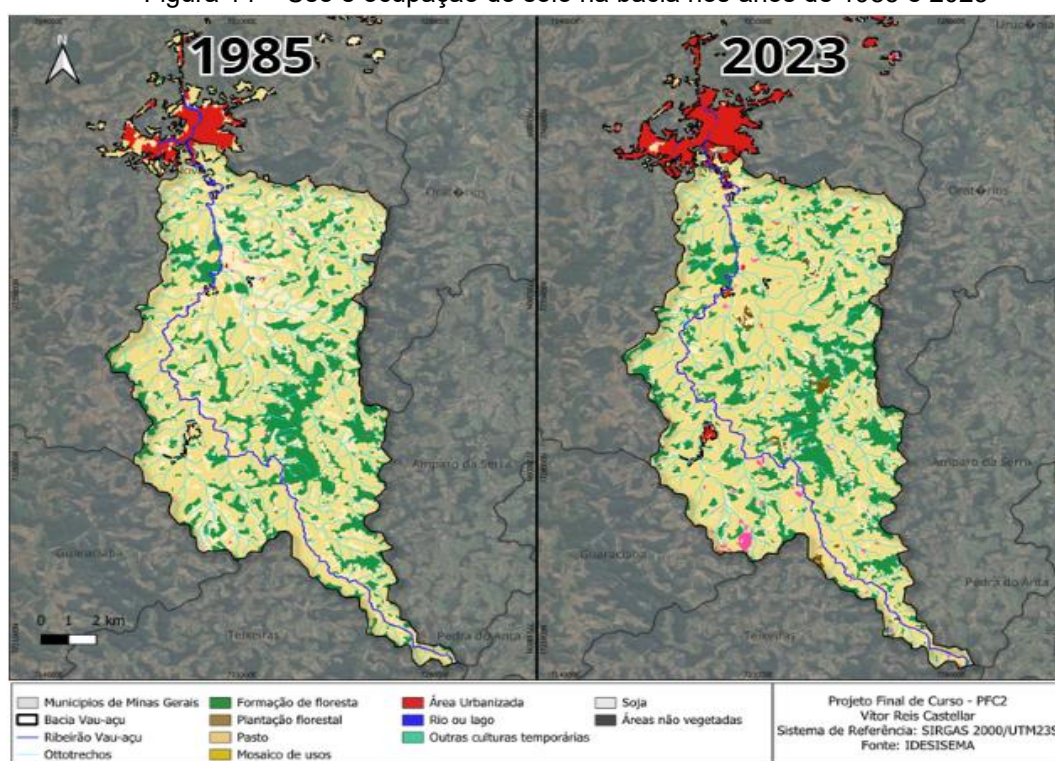
Fonte: Autoral (2026)

Portanto, a expansão urbana sobre a sub-bacia do Ribeirão Vau-açu não é apenas um fenômeno de aumento de áreas construídas, mas um agente de transformação da própria forma e função da bacia hidrográfica. Reconhecer essas mudanças é fundamental para orientar intervenções que restabeleçam processos

ecológicos essenciais e que, ao mesmo tempo, garantam a segurança e a qualidade de vida nas comunidades diretamente afetadas pelas inundações.

Os mapas de uso e ocupação do solo de 1985 e 2023 evidenciam a configuração espacial da bacia do Ribeirão Vau-açu e a evolução recente das pressões antrópicas sobre o sistema hidrológico (Figura 14). Em ambos os cenários, observa-se a predominância de classes associadas ao meio rural (pastagens e mosaico de usos) distribuídas pela maior parte da área de drenagem, enquanto os remanescentes de formações florestais aparecem de forma fragmentada, acompanhando principalmente faixas de encosta e setores próximos às linhas de drenagem.

Figura 14 – Uso e ocupação do solo na bacia nos anos de 1985 e 2023



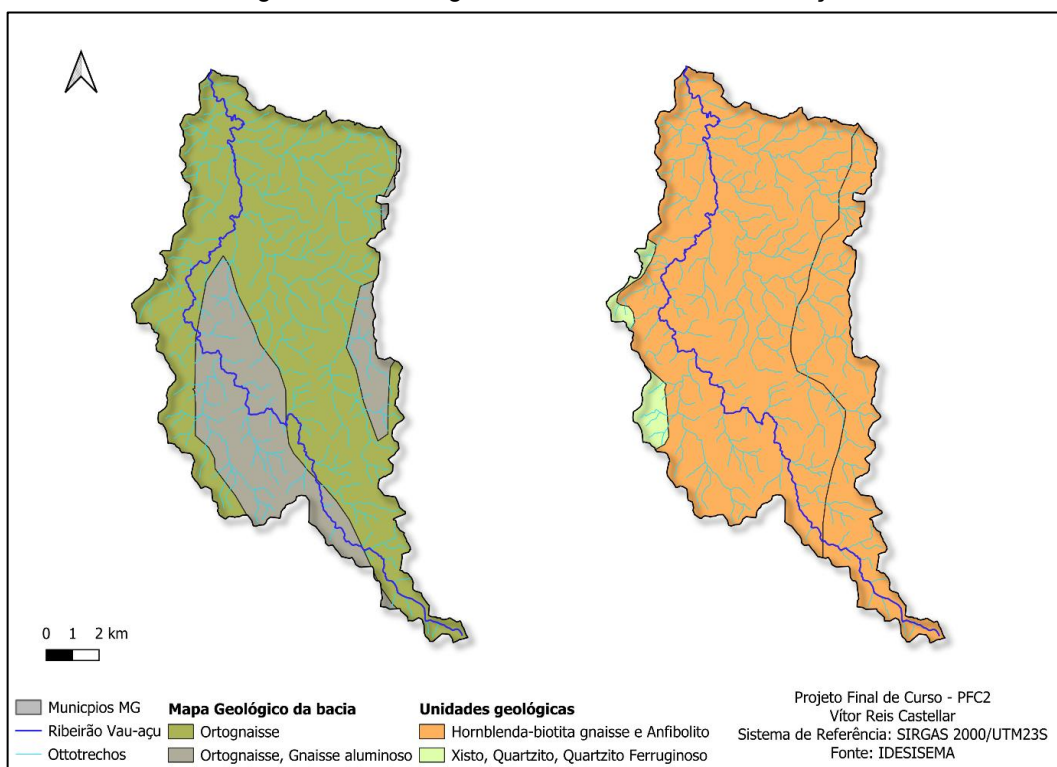
Fonte: Autoral (2026)

Ao comparar os dois períodos, a mudança mais marcante é a expansão e consolidação da área urbanizada no setor norte da bacia, em continuidade com o perímetro urbano de Ponte Nova. Esse avanço ocorre de forma concentrada nas proximidades do exutório e ao longo do eixo de drenagem principal, padrão que é hidrológicamente relevante por ampliar superfícies impermeáveis justamente onde o escoamento tende a se propagar com maior eficiência pela rede de canais. Assim, os

mapas reforçam a necessidade de representar a bacia por parâmetros hidrológicos sensíveis ao uso do solo, como o Curve Number (CN) e o percentual de áreas impermeáveis, uma vez que a alteração do padrão de cobertura é compatível com maior geração de escoamento superficial e maior tendência a picos de cheia no trecho urbanizado.

Conforme o mapa geológico da bacia do Ribeirão Vau-açu (Figura 15), predominam litologias do embasamento cristalino, com ampla ocorrência de ortognaisses e setores de transição para gnaisses aluminosos (IDESI/SISEMA, s.d.). Também se destacam faixas de gnaiss hornblenda–biotita e anfibolito, enquanto unidades xistosas com quartzitos e quartzitos ferruginosos aparecem de forma pontual, indicando heterogeneidade litológica e possíveis variações na resposta geomecânica e hidrológica da bacia (Dunne; Leopold, 1978).

Figura 15 – Geologia da bacia do Ribeirão Vau-açu



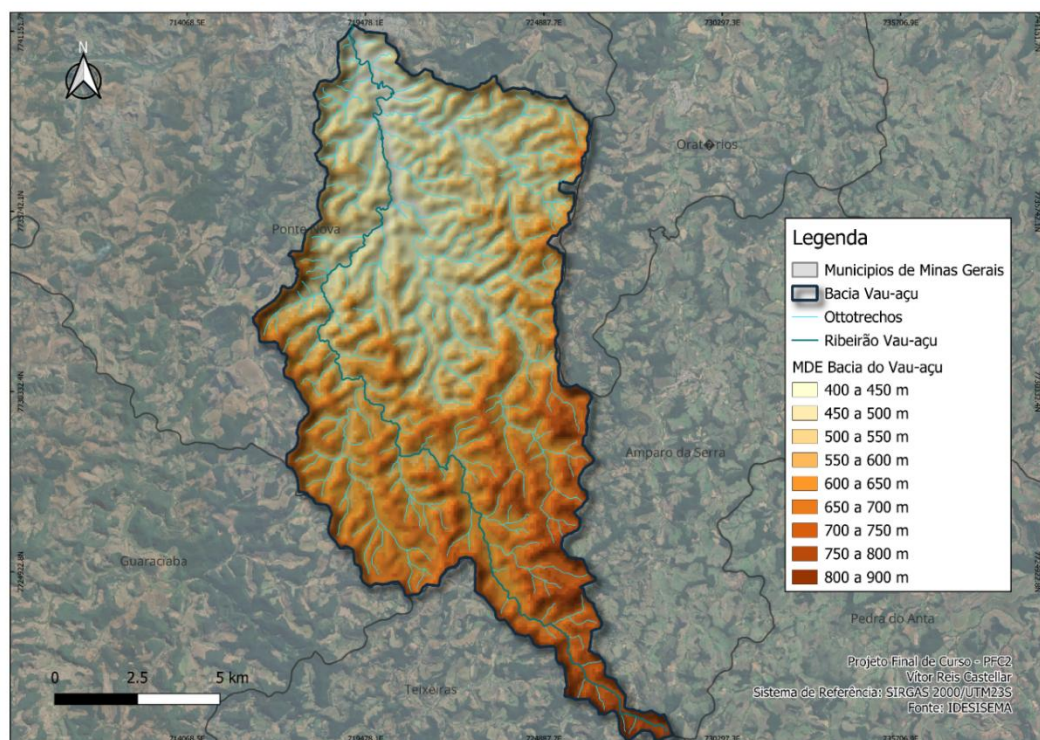
Fonte: Autoral (2026)

O Modelo Digital de Elevação (MDE) de Ponte Nova revela um relevo fortemente contrastado (Figura 16), com altitudes que variam de aproximadamente 300 m nos vales até cerca de 900 m nos topos de morro. Essa amplitude altimétrica, de quase

600 m, configura encostas íngremes nas bordas da planície central (onde se situa o núcleo urbano) e serras mais aplainadas nos limites sudoeste. Já a sub-bacia do Ribeirão Vau-açu apresenta variação mais moderada, entre 350 m e 600 m, mas ainda assim sustenta um intervalo significativo que influencia diretamente o comportamento hidrológico local (Tucci, 2007).

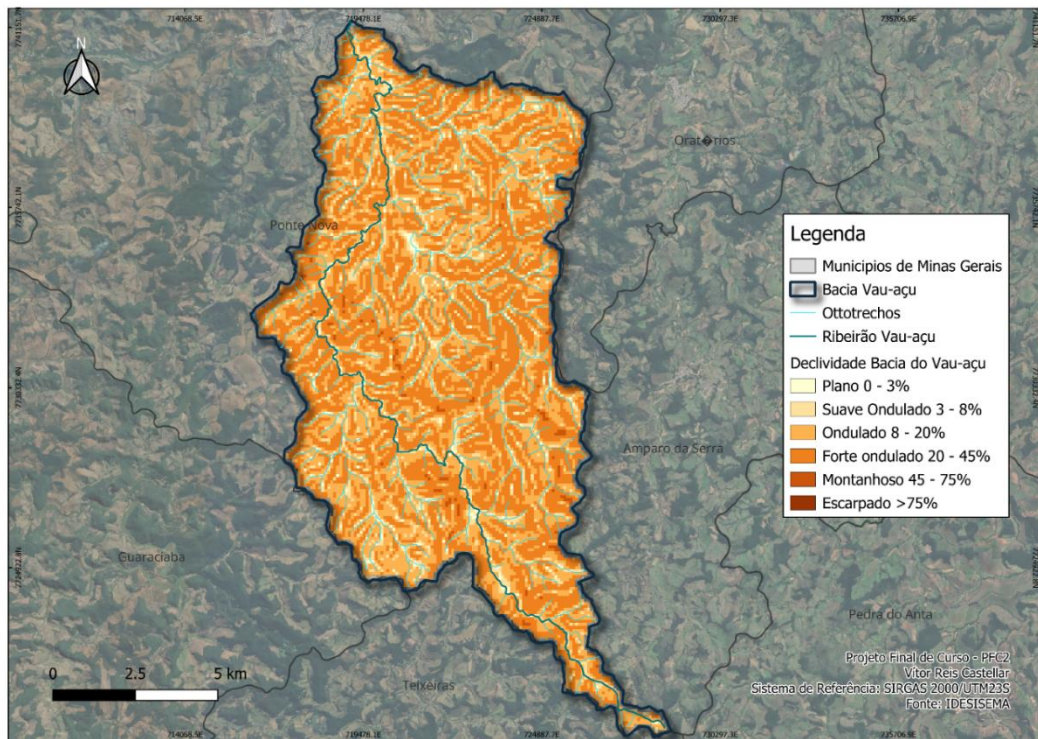
A declividade evidencia um relevo predominantemente ondulado (Figura 17), com implicações diretas na dinâmica de escoamento e na suscetibilidade a processos erosivos e de inundação. No conjunto da bacia, cerca de 60% da área apresenta declividades entre 8% e 20%, enquadradas na classe “ondulado”. Essas regiões correspondem às encostas médias que dominam todo o entorno do vale principal, favorecendo escoamentos relativamente rápidos, mas ainda compatíveis com práticas agrícolas e ocupação urbana moderada. Aproximadamente 20% da superfície encontra-se na categoria “suave ondulado” (3–8%), principalmente na planície de fundo de vale e em topos de morro mais aplainados; nessas áreas, o escoamento é mais lento, o que pode aumentar a retenção de sedimentos e facilitar o surgimento de bolsões de inundação em chuvas intensas (Villela; Mattos, 1975).

Figura 16 – Mapa Hipsométrico de Ponte Nova



Fonte: Autoral (2026)

Figura 17 – Mapa de declividade de Ponte Nova



Fonte: Autoral (2026)

O clima de Ponte Nova está inserido na classificação Cwa de Köppen-Geiger, característico de regiões subtropicais úmidas com inverno seco e verão chuvoso. As chuvas concentram-se entre outubro e março, quando sistemas frontais e convectivos elevam a precipitação mensal média para valores que podem ultrapassar 200 mm, enquanto no período de abril a setembro ocorre uma estação seca bem definida, com médias inferiores a 50 mm.

Essa sazonalidade climática exerce influência direta sobre o balanço hídrico e a dinâmica de escoamento superficial (Tucci, 2007). Durante a estação chuvosa, o solo, muitas vezes compactado por áreas urbanizadas, tem sua capacidade de infiltração reduzida, elevando picos de vazão e o risco de alagamentos nos vales urbanos (Villela; Mattos, 1975). Já na estação seca, a baixa pluviosidade pode comprometer a recarga de aquíferos e reduzir a vazão base dos cursos d'água, afetando o abastecimento local e a qualidade da água.

3.3 Caracterização Morfométrica da Bacia

A caracterização morfométrica da sub-bacia do Ribeirão Vau-açu foi realizada com o auxílio do *software* QGIS. Com base nos parâmetros previamente definidos na revisão bibliográfica (Quadro 1), foram determinados os seguintes atributos: área total da bacia, perímetro, comprimento do curso d'água principal, comprimento total da rede de drenagem e ordem dos cursos d'água. Também foram calculados os índices morfométricos derivados — coeficiente de compacidade (Kc), coeficiente de forma (Kf), densidade de drenagem (Dd) e declividade média do curso principal — utilizando as equações encontradas em Villela e Mattos (1975).

Os valores obtidos encontram-se apresentados na Tabela 1, juntamente com as respectivas unidades e métodos de determinação. A análise e interpretação desses parâmetros quanto à tendência de resposta hidrológica da bacia foram desenvolvidas no capítulo de Resultados e Discussão.

Tabela 1 – Parâmetros morfométricos da bacia

Parâmetro	Unidade	Valor	Método
Área total da bacia	km ²	132,2	Geoprocessamento
Perímetro total da bacia	km	73	Geoprocessamento
Comprimento do curso d'água principal	km	36	Geoprocessamento
Comprimento total dos cursos d'água	km	285,6	Geoprocessamento
Ordem dos cursos d'água	-	4	Horton-Strahler
Coeficiente de compacidade	-	1,791	Equação encon Villela; Mattos (1975)
Coeficiente de forma	-	0,102	Equação de Villela; Mattos (1975)
Densidade de drenagem	km ⁻¹	2,165	Equação de Villela; Mattos (1975)
Declividade do curso d'água principal	%	1,3	Equação de Villela; Mattos (1975)

Fonte: Autoral (2026)

3.4 Modelagem Hidrológica

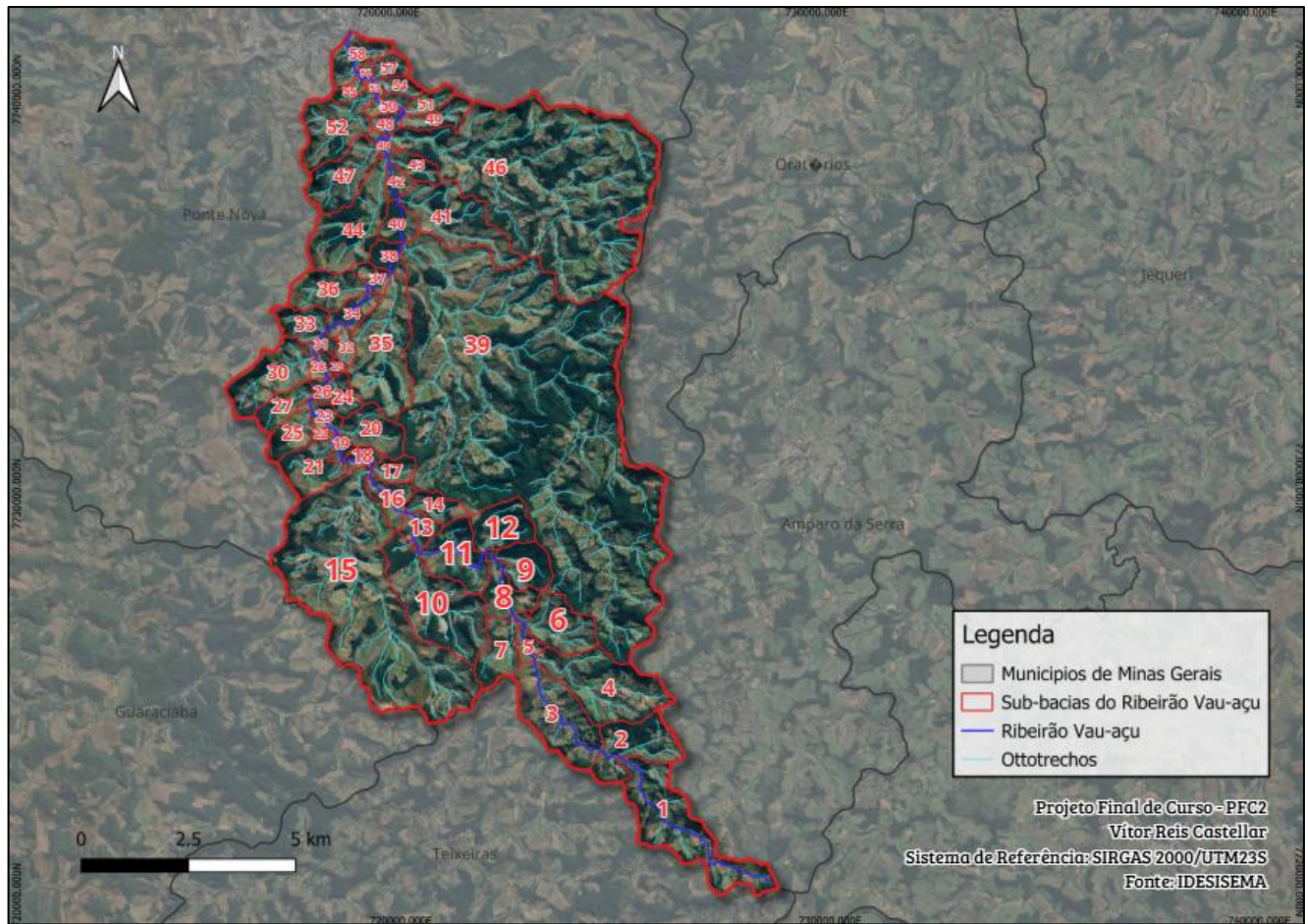
A modelagem hidrológica é uma ferramenta essencial para compreender e prever o comportamento dos sistemas chuva-escoamento em bacias hidrográficas, articulando dados observacionais, teorias hidrológicas e algoritmos computacionais. Seu principal objetivo é transformar chuvas, variáveis no espaço e no tempo, em estimativas de vazão nos cursos d'água, possibilitando avaliar riscos de inundação, dimensionar obras de drenagem e planejar o uso do solo de forma sustentável (Tucci, 2007).

3.4.1 Caracterização do modelo hidrológico

Foi construído, com o uso do software HEC-HMS, um modelo topológico com indicação das sub-bacias, nós, condutos, junções e exutório. Neste modelo, foram definidas 58 sub-bacias, como apresentado na Figura 18.

A bacia do Ribeirão Vau-açu foi discretizada em unidades menores de contribuição hidrológica, visando representar de forma mais realista a variabilidade espacial do relevo, da rede de drenagem e do uso e ocupação do solo no processo de transformação chuva–vazão. A divisão resultou em um conjunto de sub-bacias associadas aos principais trechos de drenagem e confluências, permitindo a parametrização individualizada de cada unidade no modelo hidrológico. A Tabela 2 apresenta a identificação das sub-bacias e suas respectivas áreas de drenagem (km²), enquanto a Figura 19 ilustra a discretização espacial adotada e a estrutura do modelo, evidenciando a organização da rede hidrográfica, os pontos de junção e o escoamento direcionado ao exutório.

Figura 18 – Mapa das sub-bacias do Ribeirão Vau-açu



Fonte: Auroral (2026)

Tabela 2 - Áreas de drenagem das sub-bacias do Ribeirão Vau-açu

Sub-bacias	Área (km ²)	Sub-bacias	Área (km ²)	Sub-bacias	Área (km ²)
1	3,517	21	3,658	41	0,828
2	1,728	22	38,4	42	0,391
3	1,282	23	2,897	43	0,277
4	1,166	24	0,576	44	0,509
5	1,453	25	2,846	45	0,247
6	4,022	26	1,859	46	0,288

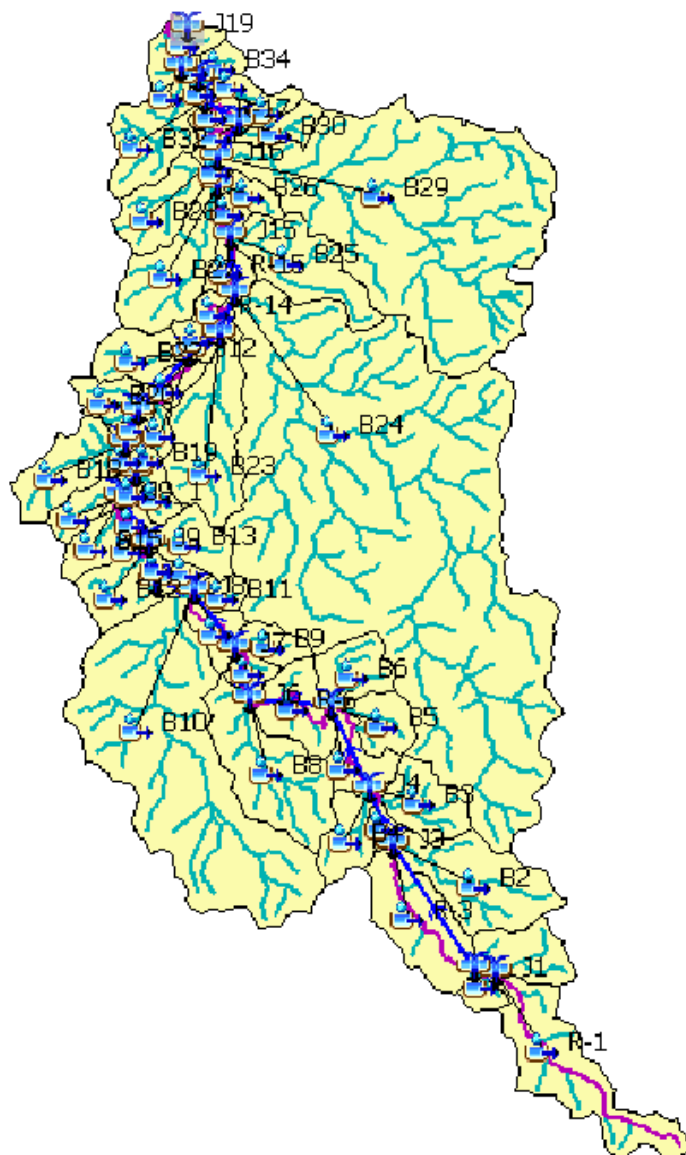
Tabela 2 - Áreas de drenagem das sub-bacias do Ribeirão Vau-açu

(continuação)

Sub-bacias	Área (km²)	Sub-bacias	Área (km²)	Sub-bacias	Área (km²)
7	0,769	27	17,832	47	0,284
8	13,541	28	0,748	48	0,751
9	0,522	29	0,505	49	0,449
10	1,442	30	2,153	50	0,569
11	1,3	31	0,384	51	0,711
12	0,084	32	0,45	52	0,415
13	0,882	33	0,27	53	0,235
14	0,841	34	4,262	54	0,348
15	0,564	35	2,114	55	0,443
16	2,123	36	3,036	56	0,103
17	0,132	37	0,493	57	0,166
18	0,861	38	1,199	58	1,073
19	0,331	39	1,884		
20	1,404	40	0,582		

Fonte: Autoral (2026)

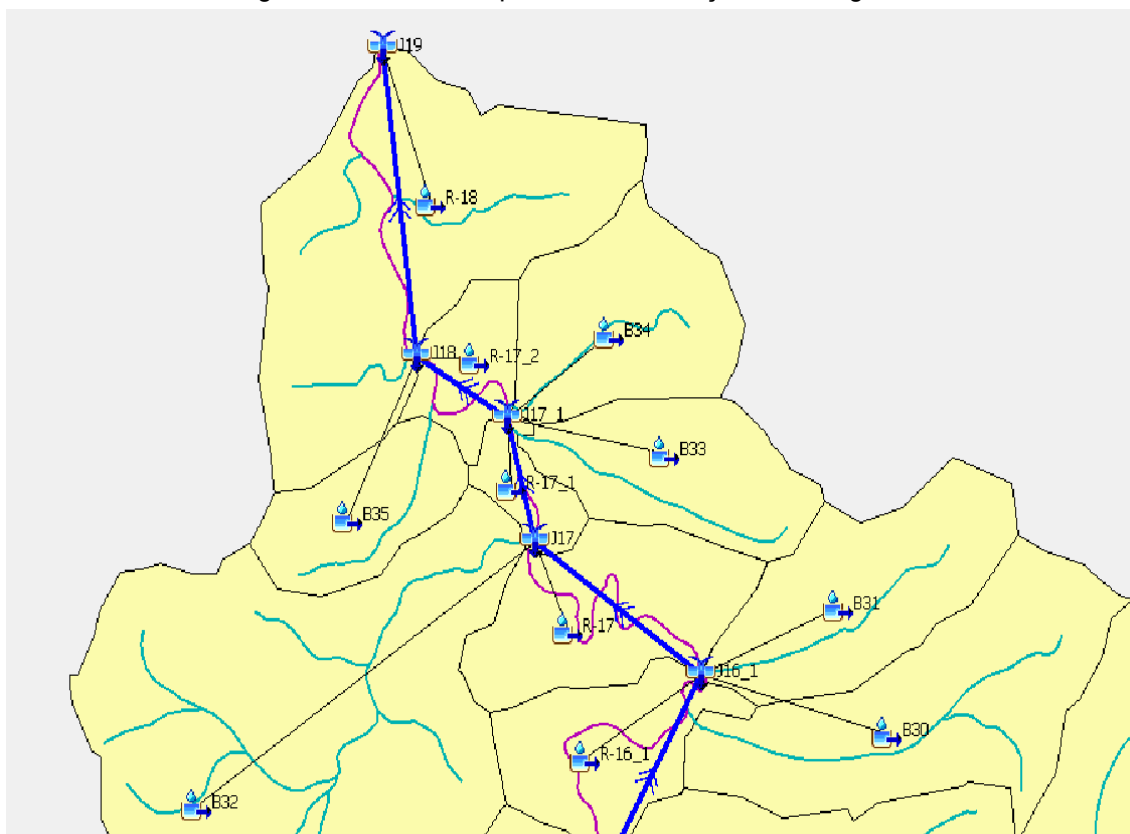
Figura 19 - Modelo topológico das simulações hidrológicas



Fonte: Autorial (2026)

Para facilitar a interpretação e destacar a área de maior interesse para este estudo, a Figura 20 apresenta um recorte ampliado do trecho mais urbanizado da bacia. Esse enquadramento evidencia a porção onde se concentram as principais interferências antrópicas e, conseqüentemente, a maior influência da impermeabilização sobre a resposta hidrológica, sendo adotada como área prioritária nas análises desenvolvidas.

Figura 20 - recorte ampliado das simulações hidrológicas



Fonte: Autoral (2026)

3.4.2 Cálculo do Curve Number (CN)

A conversão da precipitação efetiva em escoamento superficial no presente estudo foi realizada no HEC-HMS a partir do método do Hidrograma Unitário do SCS, em conjunto com o procedimento de perdas baseado no Curve Number (CN). Nesse arranjo, o CN funciona como o principal parâmetro para representar a capacidade de infiltração e armazenamento do terreno, sintetizando o efeito do uso e cobertura do solo e da condição hidrológica de cada sub-bacia. Assim, valores mais elevados de CN indicam maior tendência à geração de escoamento direto, enquanto valores menores refletem maior infiltração e retenção inicial. Além disso, conforme a metodologia de Sartori (2010), adotou-se para a área de estudo o Grupo Hidrológico do Solo (GHS) C, uma vez que o Cambissolo Háplico se enquadra nesse grupo, caracterizado por menor capacidade de infiltração e maior propensão à geração de escoamento superficial quando comparado aos grupos A e B.

Os valores de CN e o percentual de área impermeável foram definidos a partir do mapeamento de uso e ocupação do solo, que identificou classes como formação florestal, plantação florestal, pastagens, mosaico de usos, área urbanizada, corpos hídricos e classes agrícolas. A cada tipologia foi atribuído um valor de CN e de impermeabilidade representativo, conforme a Tabela 3 de parâmetros elaborado para o estudo, de modo a diferenciar, por exemplo, áreas vegetadas (menor CN e baixa impermeabilização) de áreas urbanizadas (maior CN e alta impermeabilização), conforme estabelecido por Tucci (1997). Assim, para cada sub-bacia delimitada na discretização do modelo, obteve-se o CN composto por ponderação pela área ocupada por cada classe, resultando em um CN médio que representa a resposta hidrológica integrada daquele compartimento.

O mesmo procedimento foi aplicado para estimar a impermeabilidade média por sub-bacia, parâmetro utilizado no HMS para explicitar a fração do território com geração praticamente imediata de escoamento superficial. A impermeabilidade foi estimada por sub-bacia a partir da ponderação por área das classes de uso e cobertura do solo, atribuindo-se a cada classe um coeficiente de impermeabilização representativo. Assim, a impermeabilidade média foi obtida pela razão entre a soma das áreas ponderadas e a área total da sub-bacia. Quando necessário, considerou-se a conectividade hidráulica para estimar a impermeabilidade efetiva, utilizada como parâmetro de entrada no HEC-HMS.

Com a definição desses parâmetros, foi possível consolidar, para cada sub-bacia do modelo, os valores finais de CN e impermeabilidade empregados nas simulações hidrológicas (Tabela 4). Essa etapa é essencial para garantir coerência entre a caracterização físico-territorial da bacia e os resultados simulados, sobretudo nas sub-bacias mais influenciadas pela urbanização, que apresentam maiores valores de impermeabilidade e, conseqüentemente, maior contribuição para as vazões de pico nos períodos de retorno analisados.

Tabela 3 - Valores de CN adotados para cada tipologia de uso e ocupação do solo

Tipologia	CN Adotado	Referência Bibliográfica
Formação Florestal	70	Tucci (1997)
Plantação Florestal	72	Tucci (1997)
Pasto	74	Tucci (1997)
Mosaico de usos	80	Tucci (1997)
Área Urbanizada	90	Tucci (1997)
Rio ou lago	98	Tucci (1997)
Outras culturas temporárias	83	Tucci (1997)
Soja	85	Tucci (1997)
Área não vegetadas	91	Tucci (1997)

Fonte: Autoral (2026)

Tabela 4 – CN ponderado e impermeabilidade calculados para cada sub-bacia

SUB-BACIA	CN	Imp (%)	SUB-BACIA	CN	Imp (%)
1	74.86	13.95	30	73.63	10.51
2	78.10	11.09	31	74.38	15.19
3	74.14	11.32	32	74.02	10.60
4	74.06	11.62	33	73.95	12.76
5	74.14	11.77	34	74.87	15.17
6	73.88	10.53	35	74.13	11.80
7	74.02	12.02	36	74.63	13.46
8	74.34	12.39	37	74.80	16.03
9	71.81	7.19	38	71.87	7.39

Tabela 4 - CN ponderado e impermeabilidade calculados para cada sub-bacia
(continuação)

SUB-BACIA	CN	Imp (%)	SUB-BACIA	CN	Imp (%)
10	73.72	11.25	39	73.69	11.47
11	74.31	13.14	40	73.61	12.22
12	72.63	10.27	41	73.77	10.58
13	74.47	12.68	42	73.90	11.12
14	73.37	9.86	43	73.45	11.05
15	74.87	14.21	44	72.94	8.64
16	74.23	11.33	45	74.48	12.36
17	73.34	10.04	46	74.19	12.46
18	73.69	11.66	47	73.90	11.13
19	74.29	12.68	48	75.81	17.10
20	73.23	9.85	49	73.39	9.57
21	73.66	10.74	50	78.88	34.10
22	73.64	10.75	51	74.30	11.34
23	73.49	9.53	52	74.60	13.04
24	74.68	14.31	53	80.99	46.00
25	73.59	10.76	54	76.86	22.19
26	73.69	9.96	55	74.93	14.85
27	73.81	11.38	56	77.06	24.70
28	74.16	12.40	57	81.53	47.09
29	76.05	20.60	58	81.64	50.00

Fonte: Autoral (2026)

3.4.3 Tempo de Concentração

Para a caracterização do tempo de resposta hidrológica da bacia e a parametrização da transformação chuva–vazão no HEC-HMS, estimaram-se o tempo de concentração (t_c) e o tempo de retardo (*lag time*). O tempo de concentração representa o intervalo necessário para que o escoamento gerado no ponto hidráulicamente mais distante da sub-bacia alcance a sua seção de saída, sendo um parâmetro diretamente associado à velocidade de propagação do escoamento e ao formato do hidrograma. Já o *lag time* corresponde ao tempo de atraso entre o centro de massa da chuva efetiva e o pico do hidrograma, sendo amplamente utilizado na definição do Hidrograma Unitário do SCS.

O tempo de concentração foi calculado pela fórmula de Kirpich (Equação 1), recomendada para bacias urbanas (SILVEIRA, 2005). A partir do t_c , o *lag time* foi estimado pela Equação 2, mantendo consistência com a parametrização do método do SCS. Esses parâmetros foram determinados individualmente para cada sub-bacia (e, quando aplicável, para trechos de canal), compondo a base temporal necessária para a discretização dos eventos de chuva e para a simulação dos hidrogramas nos diferentes períodos de retorno analisados.

$$t_c = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385} \quad \text{Equação 1}$$

$$Lag = 0,6 * t_c \quad \text{Equação 2}$$

Onde, t_c é o tempo de concentração (horas), L o comprimento axial (km) e H é a diferença de cotas (m). Lag é o LagTime - tempo de retardo (min) e t_c é o tempo de concentração (min).

Foram estimados os tempos de retardo a partir do tempo de concentração de cada sub-bacia e dos trechos de canal (Tabela 5). Para a propagação das cheias ao longo dos trechos de rio, adotou-se o método Lag, mantendo o princípio: o retardo é representado como uma fração do tempo de concentração.

Além disso, conforme orientação apresentada por Pinheiro (2011), quando o tempo de concentração calculado resultou em valores inferiores a 5 minutos, foi

aplicado um limite mínimo de 5 minutos. Essa padronização foi necessária em função da limitação de precisão dos registros utilizados na construção das relações Intensidade–Duração–Frequência (IDF), que subsidiam a definição das chuvas de projeto.

Tabela 5 - Parâmetros calculados para as sub-bacias, incluindo o tempo de concentração e Lag time

SUB-BACIA	Área (km ²)	Comprimento do rio principal (km)	Declividade - Método S3	Tempo de concentração (min)	Lag time - tp (min)
1	4,262	5,54	0,021	65,39	39,24
2	2,114	0,41	0,011	11,53	6,92
3	3,036	3,35	0,007	69,83	41,90
4	3,517	1,58	0,025	23,36	14,02
5	0,493	1,40	0,010	30,52	18,31
6	1,728	1,72	0,028	24,04	14,42
7	1,282	1,84	0,053	19,68	11,81
8	1,199	2,12	0,004	58,46	35,07
9	1,166	1,37	0,052	15,79	9,48
10	4,022	3,17	0,021	42,81	25,68
11	1,884	2,36	0,006	55,59	33,35
12	1,453	1,76	0,037	21,97	13,18
13	0,582	1,30	0,009	29,59	17,76
14	0,769	1,31	0,060	14,51	8,70
15	13,541	8,03	0,011	112,66	67,59
16	0,828	1,84	0,007	43,68	26,21
17	0,522	0,97	0,025	16,01	9,60
18	0,391	0,93	0,016	18,67	11,20
19	0,277	0,92	0,014	19,20	11,52
20	1,300	1,50	0,029	21,20	12,72
21	1,442	1,54	0,037	19,84	11,90
22	0,084	0,39	0,148	5,00	3,00
23	0,509	1,35	0,010	29,76	17,85
24	0,564	1,08	0,073	11,60	6,96
25	0,882	1,09	0,073	11,67	7,00
26	0,247	0,66	0,020	13,00	7,80
27	0,841	1,73	0,061	17,77	10,66
28	0,288	0,73	0,032	11,72	7,03
29	0,132	0,39	0,159	5,00	3,00
30	2,134	2,45	0,048	25,54	15,32
31	0,284	0,75	0,012	17,22	10,33
32	0,331	0,97	0,080	10,27	6,16

Tabela 5 - Parâmetros calculados para as sub-bacias, incluindo o tempo de concentração e Lag time (continuação)

SUB-BACIA	Área (km ²)	Comprimento do rio principal (km)	Declividade - Método S3	Tempo de concentração (min)	Lag time - tp (min)
33	0,861	1,18	0,092	11,32	6,79
34	0,751	2,06	0,004	56,60	33,96
35	3,658	3,68	0,026	44,19	26,51
36	1,404	1,91	0,031	24,92	14,95
37	0,449	0,78	0,015	16,55	9,93
38	0,569	1,34	0,014	25,60	15,36
39	38,400	16,68	0,013	185,53	111,32
40	0,711	1,23	0,017	22,48	13,49
41	2,897	3,57	0,020	48,18	28,91
42	0,415	1,14	0,015	22,09	13,26
43	0,576	1,27	0,059	14,23	8,54
44	2,846	3,52	0,019	48,04	28,82
45	0,235	0,98	0,017	18,77	11,26
46	17,832	8,01	0,011	110,58	66,35
47	1,859	2,47	0,031	30,60	18,36
48	0,348	1,28	0,010	27,80	16,68
49	0,748	1,62	0,041	19,75	11,85
50	0,443	1,34	0,009	30,86	18,51
51	0,505	1,08	0,070	11,74	7,04
52	2,153	2,54	0,025	33,90	20,34
53	0,103	0,44	0,021	9,39	5,64
54	0,384	1,14	0,055	13,46	8,08
55	0,270	0,86	0,097	8,71	5,23
56	0,166	0,61	0,014	14,06	8,43
57	0,450	0,86	0,052	11,02	6,61
58	1,073	1,13	0,007	30,42	18,25

Fonte: Autoral (2026)

3.4.4 Chuva de projeto

As chuvas de projeto foram definidas com base em curvas Intensidade-Duração-Frequência (IDF) locais. Para durações típicas e períodos de retorno selecionados (10, 25 e 50 anos), gerou-se a forma temporal da precipitação, adotando-se perfil retangular e alternante (SCS) – que preserva o volume total e a intensidade de pico, garantindo consistência energética e comparabilidade entre diferentes eventos simulados.

A equação Intensidade-Duração-Frequência (IDF) para a localidade de Ponte Nova, obtida por meio do software Pluvio 2.1 empregada nos cálculos subsequentes, é apresentada na equação 3.

$$i = \frac{9920,044 * Tr^{0,197}}{(t+46,664)^{1,147}} \quad \text{Equação 3}$$

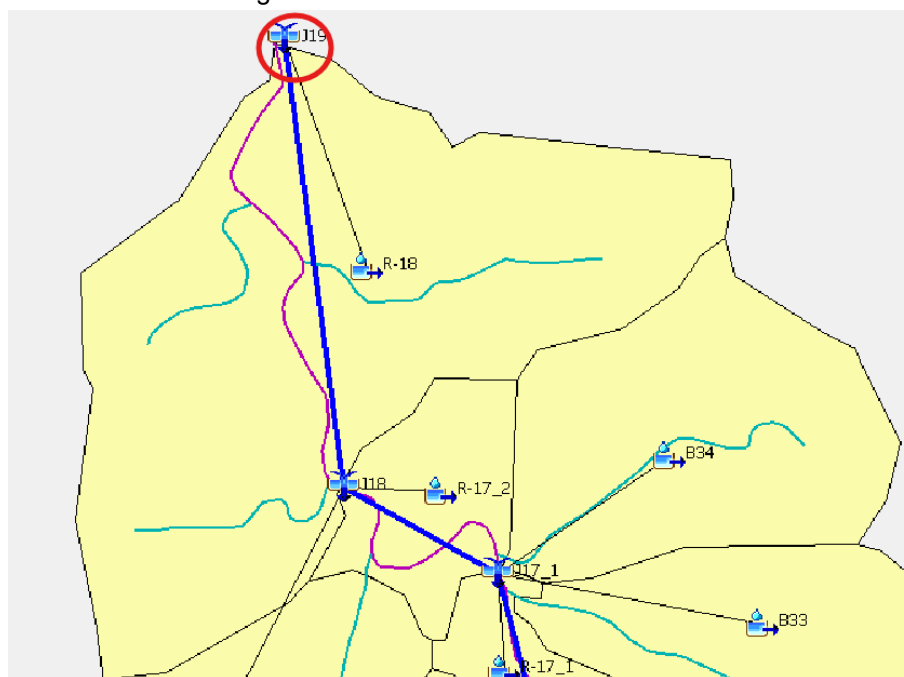
Onde, i = intensidade máxima de chuva (mm/h), Tr = Tempo de retorno (anos) e t = duração da chuva (minutos).

A distribuição temporal da chuva foi definida com base no método dos quartis de Huff (1967), que permite representar diferentes posições do pico de intensidade ao longo da duração total da tormenta. Neste trabalho, adotou-se o 2º quartil, pois ele posiciona o pico de precipitação no segundo quartil do evento, configurando um cenário tipicamente mais crítico para bacias com resposta lenta a intermediária (como indicado pelo tempo de concentração elevado). Para a discretização temporal das precipitações, foram utilizados intervalos de 30 minutos, coerentes com a resolução empregada nas séries de entrada e suficientes para representar a evolução do hietograma ao longo do evento.

Foram simulados três tempos de retorno: 10, 25 e 50 anos. Para a definição da duração crítica da chuva, o ponto de partida para a análise foi a duração de 14 horas (846,72 minutos), correspondente à soma dos tempos de concentração das sub-bacias até a seção de saída do rio principal. Como a vazão de pico depende do “encaixe” entre a duração da chuva e o tempo de resposta da bacia (isto é, do sincronismo entre a geração de escoamento nas sub-bacias e a propagação até o exutório), foram realizados testes de sensibilidade com durações próximas, de 13 e 15 horas. Essas durações foram escolhidas por serem variações imediatas em torno do valor inicialmente estimado, permitindo verificar se pequenas mudanças na duração poderiam aumentar a concentração temporal dos aportes e, conseqüentemente, elevar o pico simulado. Observou-se que a duração de 14 horas foi a que produziu consistentemente a maior vazão de pico, indicando maior compatibilidade com o tempo de resposta do sistema. Portanto, esse valor foi adotado como a duração crítica para as simulações subsequentes.

No trecho de jusante adotado como exutório do modelo, foi considerada a junção 19 (Figura 21) das contribuições provenientes das sub-bacias a montante, representando o ponto de controle hidráulico do sistema. Nessa seção, o escoamento ocorre em canal aberto com geometria retangular, o que implica maior confinamento lateral e condiciona a capacidade de condução ao longo do trecho, especialmente durante eventos de maior intensidade.

Figura 21 - Exutório da área de estudo



Fonte: Autoral (2026)

Com a duração crítica estabelecida, procedeu-se às simulações hidrológicas para os três períodos de retorno analisados (TR 10, 25 e 50 anos). A precipitação incremental obtida e distribuída ao longo de 14 horas encontra-se apresentada na Tabela 6.

Tabela 6 - Precipitação incremental por intervalo de tempo

Intervalo de tempo (min)	TR 10 anos (mm)	TR 25 anos (mm)	TR 50 anos (mm)
0	0	0	0
30,24	2,27	2,72	3,12
60,48	2,27	2,72	3,12
90,72	2,27	2,72	3,12
120,96	2,27	2,72	3,12
151,2	3,18	3,81	4,37
181,44	3,18	3,81	4,37
211,68	4,09	4,90	5,62
241,92	3,18	3,81	4,37
272,16	5,45	6,53	7,49
302,4	9,09	10,89	12,48
332,64	8,18	9,80	11,23
362,88	7,73	9,25	10,61
393,12	5,91	7,08	8,11
423,36	4,54	5,44	6,24
453,6	4,55	5,44	6,24
483,84	3,18	3,81	4,37
514,08	3,18	3,81	4,37
544,32	2,73	3,27	3,74
574,56	2,73	3,27	3,74
604,8	1,82	2,18	2,50
635,04	1,82	2,18	2,50
665,28	0,91	1,09	1,25
695,52	0,91	1,09	1,25
725,76	0,91	1,09	1,25
756	0,91	1,09	1,25
786,24	1,36	1,63	1,87
816,48	1,36	1,63	1,87
846,72	0,91	1,09	1,25

Fonte: Autoral (2026)

3.4.5 Avaliação da consistência hidráulica do modelo no ponto crítico da macrodrenagem

Considerando a inexistência de série fluviométrica na área de estudo, não foi realizada a calibração do modelo hidrológico com base em dados observados de vazão. Assim, a análise concentrou-se na verificação da coerência entre as vazões

simuladas para diferentes Tempos de Retorno (TR 10, 25 e 50 anos) e a capacidade hidráulica estimada do canal no trecho mais crítico da área urbanizada.

Para isso, foi realizada uma visita de campo com o objetivo de identificar o ponto mais restritivo da macrodrenagem, sendo selecionado um trecho caracterizado por seção retangular mais confinada e potencial comportamento de gargalo hidráulico (Figura 22). A escolha desse ponto justifica-se pelo fato de que toda a vazão gerada a montante deve necessariamente atravessá-lo, tornando-o determinante para a ocorrência de extravasamentos. Esse trecho se encontra na sub-bacia 58, representada na Figura 18.

As dimensões geométricas da seção transversal foram levantadas em campo (Tabela 7), permitindo a determinação dos parâmetros hidráulicos fundamentais: área molhada (A), perímetro molhado (P) e raio hidráulico (R). Considerando a seção retangular, adotaram-se as seguintes relações:

$$P = b + 2y \quad \text{Equação 4}$$

$$A = b \cdot y \quad \text{Equação 5}$$

$$Rh = \frac{A}{P} \quad \text{Equação 6}$$

Onde: b é a largura da seção (m); y é a profundidade da lâmina d'água (m); Rh é o Raio hidráulico (m); A é a área da seção (m²); e P é o perímetro molhado (m).

Figura 22 – Canal retangular aberto



Fonte: Autoral (2026)

Tabela 7 – Parâmetros do trecho selecionado

Largura (m)	Profundidade (m)	Coefficiente de Manning	Declividade média (m/m)	Forma
6	4	0,015	0,007	Retangular

Fonte: Autoral (2026)

Com base nesses parâmetros, a capacidade de condução foi estimada por meio da equação de Manning (Equação 7), considerando escoamento uniforme em canal aberto e os valores de declividade média e coeficiente de rugosidade adotados para o trecho.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \quad \text{Equação 7}$$

Onde: Q é a vazão escoada (m³/s); e I é a declividade de fundo do canal (m/m).

A consistência da modelagem foi então avaliada por meio do confronto entre as vazões de pico simuladas para os TRs de 10, 25 e 50 anos e a capacidade hidráulica estimada da seção crítica. Essa comparação permitiu identificar os cenários em que o canal opera dentro da capacidade de condução e aqueles em que há potencial de insuficiência hidráulica, caracterizando risco de extravasamento.

3.5 Análise normativa e formulação de propostas de mitigação de cheias

Esta etapa metodológica compreendeu duas frentes complementares: (i) análise do arcabouço normativo municipal relacionado à drenagem urbana e (ii) proposição de intervenções sustentáveis com base nos resultados hidrológicos obtidos.

Inicialmente, foi realizada a leitura e análise do Plano Diretor Estratégico de Desenvolvimento Integrado e Sustentável (PLEDS) de Ponte Nova, com foco nos dispositivos que dialogam com a drenagem urbana, permeabilidade do solo, áreas verdes, prevenção de riscos hidrológicos e reúso de águas pluviais. A análise teve caráter qualitativo e buscou verificar o grau de detalhamento técnico das diretrizes relacionadas ao controle do escoamento superficial, bem como a existência (ou não) de parâmetros operacionais que orientem o dimensionamento, a exigência de medidas compensatórias e a manutenção da infraestrutura de drenagem.

Em seguida, foram levantados registros recentes de eventos de inundação no local de estudo, a partir de fontes documentais e reportagens técnicas, com o objetivo de contextualizar a recorrência de cheias e compreender a evolução do papel da drenagem urbana ao longo do tempo. Esse levantamento permitiu relacionar as ocorrências observadas com o processo de urbanização e com as limitações estruturais identificadas na modelagem hidrológica.

Com base nos resultados da simulação hidrológica e na análise normativa, foram então elaboradas proposições de intervenção voltadas à mitigação de vazões de pico e à melhoria do desempenho hidráulico do sistema. As propostas contemplaram Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável (SUDS), como pavimentos permeáveis, jardins de chuva, telhados verdes e bacia de retenção, cuja localização foi definida considerando: áreas com maior impermeabilidade; sub-bacias com maior contribuição hidrológica; e disponibilidade espacial e viabilidade técnica. Além das medidas supracitadas, foram indicadas recomendações de melhoria da capacidade hidráulica do córrego, com foco em trechos mais confinados e em elementos que possam atuar como pontos de controle do escoamento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Análise morfométrica da sub-bacia do Ribeirão Vau-açu

Os parâmetros morfométricos da sub-bacia do Ribeirão Vau-açu, apresentados na Tabela 2, permitem avaliar sua tendência de resposta hidrológica à luz da abordagem clássica da análise fisiográfica aplicada à hidrologia (Horton, 1945; Strahler, 1957; Schumm, 1956).

A área de drenagem de 132,2 km² indica potencial para geração de volumes expressivos de escoamento em eventos pluviométricos intensos. Contudo, os índices de forma ($K_f = 0,102$) e compacidade ($K_c = 1,791$), associados ao comprimento do talvegue principal (36 km), caracterizam uma bacia alongada. Em condições naturais, essa configuração tende a reduzir a sincronização das contribuições provenientes das diferentes porções da bacia, distribuindo o hidrograma no tempo e atenuando a concentração simultânea de vazões (Villela; Mattos, 1975; Tucci, 2007).

Por outro lado, a rede de drenagem apresenta grau de desenvolvimento significativo, com ordem 4, extensão total de canais de 285,6 km e densidade de drenagem $D_d = 2,165$. Esse valor é considerado moderado a elevado e indica eficiência relativamente alta na coleta e no encaminhamento do escoamento superficial, o que pode favorecer respostas mais rápidas da bacia diante de chuvas intensas (Horton, 1945; Strahler, 1957).

A declividade média do curso principal (1,3%) é relativamente baixa, condição que pode favorecer a formação de remanso e a elevação da lâmina d'água em trechos com restrições hidráulicas, especialmente onde há canalizações, travessias ou seções reduzidas no setor urbanizado (Tucci, 2007). Assim, embora a morfologia da bacia não indique, isoladamente, predisposição natural acentuada a cheias abruptas, a combinação entre eficiência de drenagem e baixas declividades em áreas urbanizadas pode contribuir para a amplificação de impactos quando associada a limitações hidráulicas locais.

Dessa forma, a análise morfométrica evidencia que a resposta hidrológica da bacia resulta da interação entre suas características fisiográficas e as alterações

antrópicas. Nesse contexto, a modelagem hidrológica torna-se etapa fundamental para representar quantitativamente essa dinâmica, permitindo avaliar como a configuração morfológica, associada ao uso e ocupação do solo, influencia a geração de vazões de pico e a ocorrência de pontos críticos no sistema de drenagem.

4.2 Modelagem Hidrológica

Após a inserção dos dados de entrada no modelo hidrológico, foram geradas as chuvas de projeto para os diferentes períodos de retorno a partir dos parâmetros da curva IDF adotada. Para os TR de 10, 25 e 50 anos, considerou-se duração total de 14 horas, definida como representativa da resposta da bacia. A distribuição temporal da precipitação seguiu o procedimento descrito no item 3.4.4, com discretização do hietograma em intervalos regulares de 30 minutos, permitindo representar a evolução do acumulado ao longo do evento e viabilizar sua aplicação direta no HEC-HMS.

A partir dessa discretização, foram estruturadas as séries temporais de precipitação acumulada e incremental (ΔP) para cada período de retorno, atribuindo-se a cada intervalo de 30 minutos a respectiva parcela da chuva total. Esses hietogramas constituíram a base das simulações hidrológicas.

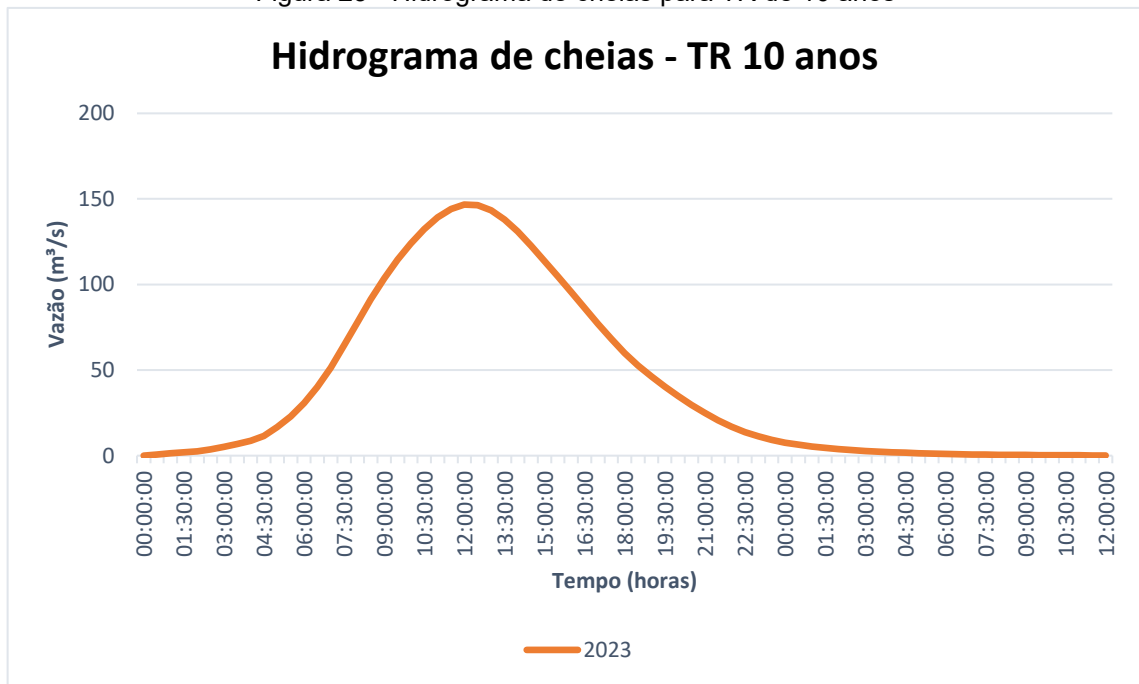
As vazões de pico obtidas para cada TR são apresentadas na Tabela 8, enquanto os hidrogramas simulados encontram-se nas Figuras 23, 23 e 24.

Tabela 8 - Resumo das vazões de pico

Tempo de retorno	Vazões de pico (m ³ /s)
TR 10	146,7
TR 25	198,3
TR 50	246,4

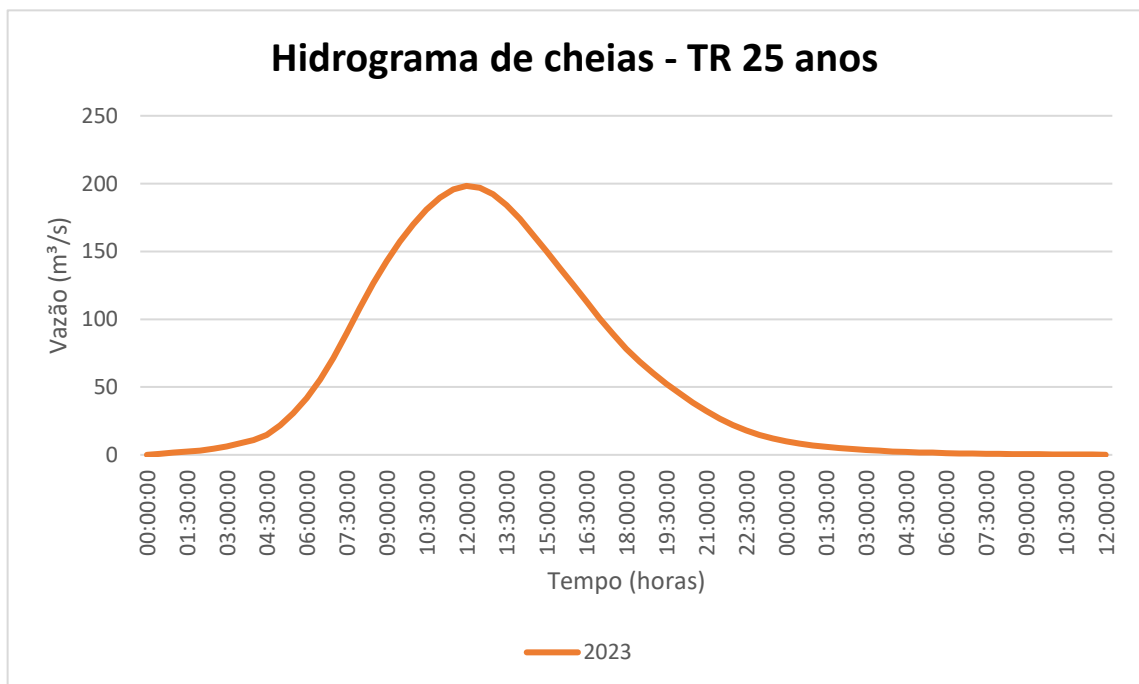
Fonte: Autoral (2026)

Figura 23 - Hidrograma de cheias para TR de 10 anos



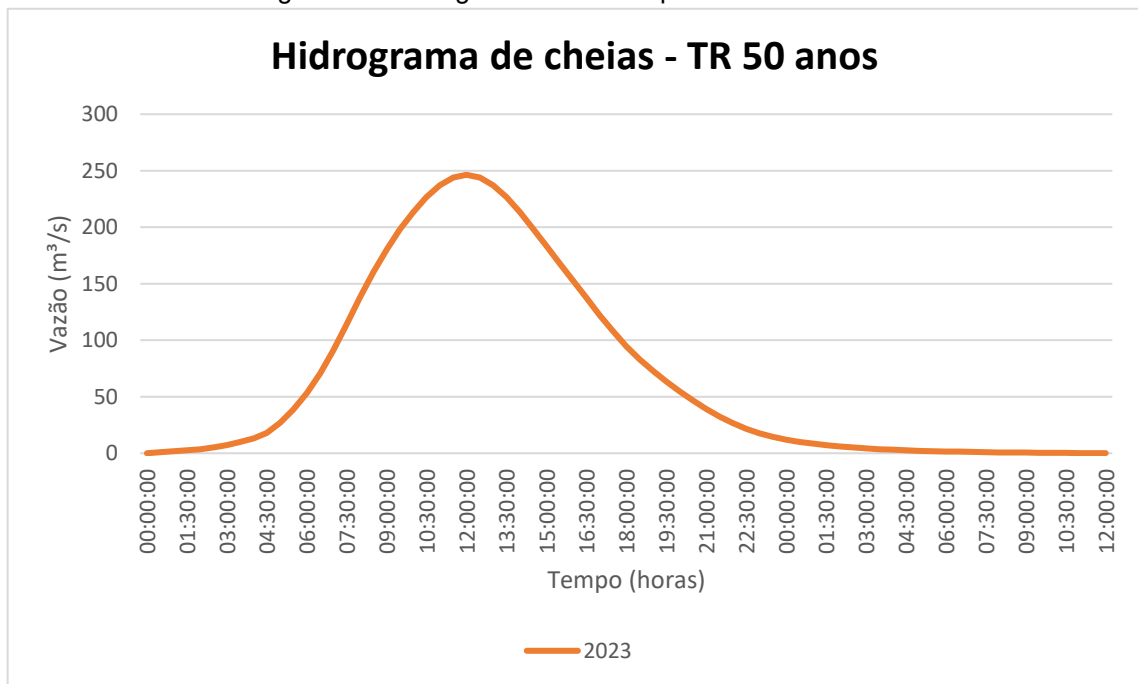
Fonte: Autoral (2026)

Figura 24 - Hidrograma de cheias para TR de 25 anos



Fonte: Autoral (2026)

Figura 25 - Hidrograma de cheias para TR de 50 anos



Fonte: Autoral (2026)

Os resultados indicam aumento progressivo das vazões máximas com a elevação do tempo de retorno, mantendo-se padrão temporal semelhante entre os hidrogramas, mesma duração de chuva e mesma discretização, porém com ampliação consistente da magnitude ao longo de toda a fase de ascensão e, sobretudo, no entorno do pico.

Tomando o TR de 10 anos como referência, observa-se incremento de aproximadamente 35,2% na vazão de pico para o TR de 25 anos (de 146,7 para 198,3 m³/s). Para o TR de 50 anos, o aumento atinge 67,9%, alcançando 246,4 m³/s. Esse comportamento evidencia a sensibilidade da bacia à intensificação da carga pluviométrica, com ampliação significativa da energia do escoamento superficial à medida que os eventos se tornam menos frequentes e mais severos.

Embora a forma geral dos hidrogramas seja preservada, com fase de subida relativamente gradual e recessão mais prolongada, o aumento da magnitude implica maior solicitação hidráulica ao canal principal. Em termos práticos, vazões mais elevadas tendem a aumentar a lâmina d'água, intensificar efeitos de remanso em travessias e potencializar o risco de extravasamento em trechos mais confinados.

Conforme discutido por Tucci (2007), eventos de inundação podem resultar tanto de estrangulamentos locais quanto da incompatibilidade entre a vazão gerada na bacia e a capacidade de condução do canal. Nesse contexto, a diferença de quase 68% entre os picos de TR 10 e TR 50 reforça a importância de confrontar a “oferta” hidrológica estimada pela modelagem com a “capacidade” hidráulica da infraestrutura existente. Esse cruzamento fundamenta a etapa subsequente de verificação hidráulica e permite avaliar o risco potencial de extravasamento, especialmente nos trechos onde a seção atua como controle do escoamento.

4.2.1 Avaliação da consistência hidráulica do modelo no ponto crítico da macrodrenagem

A partir das dimensões levantadas em campo para o trecho analisado, de seção retangular, foram determinados os parâmetros hidráulicos básicos da seção transversal: área molhada (A), perímetro molhado (P) e raio hidráulico (R), conforme as relações geométricas apresentadas anteriormente. Os valores obtidos encontram-se sintetizados na Tabela 9.

Com base nesses parâmetros e considerando a declividade média do fundo e o coeficiente de rugosidade adotado para o trecho, a aplicação da equação de Manning resultou em uma capacidade estimada de condução de 221,24 m³/s. Esse valor foi utilizado como referência para o confronto com as vazões de pico simuladas na modelagem hidrológica.

Tabela 9 – Resultado dos parâmetros hidráulicos

Área molhada (m ²)	Perímetro molhado (m)	Raio hidráulico (m)	Vazão (m ³ /s)
24	14	1,714	221,24

Fonte: Autoral (2026)

A Tabela 10 apresenta a comparação entre a capacidade hidráulica estimada do canal e as vazões de pico correspondentes aos diferentes períodos de retorno analisados.

Tabela 10 - Comparativo entre a capacidade do canal e as vazões de pico modeladas

Tempo de retorno	Vazão de pico modelada (m ³ /s)	Capacidade do canal (m ³ /s)	Diagnóstico
10 anos	146,7	221,24	Suficiente
25 anos	198,3	221,24	Suficiente
50 anos	246,4	221,24	Insuficiente

Fonte: Autoral (2026)

Os resultados indicam que a seção analisada apresenta capacidade adequada para conduzir as vazões associadas aos eventos de 10 e 25 anos, uma vez que os picos simulados permanecem abaixo do limite estimado de escoamento. Nessas condições, o canal tende a operar dentro de uma faixa de segurança hidráulica, desde que mantidas suas condições geométricas e operacionais.

Entretanto, para o TR de 50 anos, a vazão de pico modelada (246,4 m³/s) supera a capacidade estimada da seção (221,24 m³/s), evidenciando um cenário de insuficiência hidráulica. Esse resultado indica potencial de elevação da lâmina d'água, remanso e extravasamento no trecho analisado, sobretudo em situações em que existam perdas localizadas adicionais, obstruções ou redução da seção útil.

Observa-se, portanto, um comportamento de limiar do sistema: o canal suporta eventos mais frequentes, mas torna-se vulnerável sob precipitações de maior magnitude. Esse aspecto é particularmente relevante para a gestão urbana, pois os maiores impactos tendem a ocorrer justamente nos eventos menos frequentes e mais intensos.

Dessa forma, os resultados reforçam que a mitigação de cheias não deve se limitar a intervenções pontuais de ampliação de seção, mas incorporar estratégias complementares, como melhoria operacional e medidas de controle do escoamento na fonte (SUDS), capazes de reduzir os picos afluentes ao canal e ampliar a resiliência do sistema de drenagem urbana.

4.3 Análise normativa e formulação de propostas de mitigação de cheias

A análise do Plano Diretor Estratégico de Desenvolvimento Integrado e Sustentável (PLEDS) de Ponte Nova evidenciou que a drenagem urbana é formalmente reconhecida como componente da infraestrutura municipal, sendo colocada ao lado de serviços essenciais como pavimentação e iluminação pública. Esse enquadramento institucional é positivo, pois insere a temática no planejamento urbano de forma estruturante.

O documento apresenta diretrizes ambientais que dialogam com a lógica contemporânea de mitigação de cheias por meio do controle na fonte, especialmente ao incentivar o aumento da permeabilidade do solo, o reúso de águas pluviais e a valorização de áreas verdes e APPs. Também são mencionados instrumentos indutores, como a possibilidade de incentivos fiscais vinculados a práticas construtivas sustentáveis, a exemplo do “IPTU Verde”. Nesse sentido, observa-se convergência conceitual entre o Plano e abordagens baseadas em infraestrutura verde.

Contudo, embora o texto avance no campo das diretrizes, ele permanece relativamente genérico sob o ponto de vista técnico-operacional. Não foram identificados parâmetros hidrológicos mínimos de dimensionamento, metas obrigatórias de retenção ou detenção, exigências claras de compensação por impermeabilização ou critérios padronizados para micro e macrodrenagem. Tampouco há detalhamento quanto à manutenção sistemática da infraestrutura ou definição objetiva de responsabilidades e instrumentos de fiscalização.

Na prática, o Plano estabelece a intenção de reduzir riscos e promover sustentabilidade, mas não define de maneira clara os mecanismos técnicos e regulatórios para transformar essa intenção em exigência urbanística mensurável. Assim, no contexto desta pesquisa, o PLEDS funciona como base normativa orientadora, porém dependente de regulamentações complementares para produzir impacto direto na mitigação de cheias.

4.3.1 Cheias recentes e implicações para a drenagem urbana

O levantamento de eventos recentes (Quadro 2) revelou a ocorrência de episódios significativos de inundação nos anos de 2008, 2012, 2020 e 2022 na área de estudo. Esses registros indicam recorrência de cheias com impactos urbanos expressivos.

Quadro 2 – Eventos de inundação mais recentes

Data do evento	Referência
18/12/2008	YouTube – Enchente Ponte Nova-MG em 18-12-2008 (2008)
03/01/2012	Folha de Ponte Nova (2012)
13/02/2020	Serviço Geológico do Brasil – SGB/CPRM (2020)
11/01/2022	Tribuna de Minas (2022)

Fonte: Autoral (2026)

O evento de 11 de janeiro de 2022 apresentou extravasamentos concentrados no entorno dos bairros Vila Oliveira e Santa Tereza. As Figuras 26, 27 e 28 ilustram a formação de lâmina d'água sobre o leito carroçável na Av. Abdacio Felício e na Rua Felisberto Leopoldo, evidenciando transbordamento do escoamento para a via pública.

A ocorrência em área densamente urbanizada reforça o papel combinado da impermeabilização, das interferências hidráulicas típicas da macrodrenagem, como travessias e canalizações, e da possível presença de pontos de estrangulamento do escoamento. Nessas condições, mesmo com contribuições distribuídas das sub-bacias a montante, a capacidade de condução do sistema pode ser excedida em curtos intervalos, favorecendo o espraiamento lateral da água.

Esse cenário indica uma transformação no papel da drenagem urbana: o desafio deixa de ser exclusivamente conduzir rapidamente a água e passa a envolver a gestão de volumes e picos, incorporando retenção, detenção, infiltração e controle distribuído. É nesse contexto que as estratégias de SUDS assumem relevância, atuando como complemento à rede convencional.

Figura 26 – Inundação na Travessia da Av. Abdacio Felicio



Fonte: Conexão Ponte Nova (jan/2022)

Figura 27 – Inundações na Rua Felisberto Leopoldo



Fonte: Conexão Ponte Nova (jan/2022)

Figura 28 – Inundação na Rua Felisberto Leopoldo



Fonte: Conexão Ponte Nova (jan/2022)

4.3.2 Proposições de melhorias

As proposições elaboradas decorrem da integração entre os resultados da modelagem hidrológica, a verificação hidráulica do canal, a análise normativa e o levantamento histórico de eventos.

4.3.2.1. Efeito da implementação de SUDS no cenário atual

A simulação do cenário SUDS considerou a inserção de medidas distribuídas no perímetro urbano, com foco nas sub-bacias 50, 53, 56, 57 e 58, caracterizadas por maior impermeabilidade e maior sensibilidade da resposta hidrológica. A Figura 29 evidencia que as oportunidades de intervenção se concentram nas porções mais urbanizadas da bacia, onde a redução da impermeabilidade efetiva tende a produzir maior efeito hidrológico.

A inserção de pavimentos permeáveis foi priorizada em superfícies já consolidadas e fortemente conectadas à microdrenagem, como calçadas e faixas de estacionamento, onde a substituição de revestimento é tecnicamente viável e hidrológicamente relevante. Os jardins de chuva foram posicionados em áreas de convergência natural do escoamento superficial, como canteiros centrais e bordas de

vias, de modo a interceptar o fluxo antes de sua entrada nas galerias convencionais. Os telhados verdes foram associados a edificações com maior área de cobertura e viabilidade estrutural, permitindo retenção inicial e retardamento da resposta hidrológica.

Já a bacia de detenção foi posicionada em um ponto estratégico, definido a partir da combinação entre disponibilidade de área e função hidráulica no sistema, com o objetivo de atuar como controle a jusante das contribuições mais críticas. Sua consideração no estudo ocorreu não pela alteração direta dos parâmetros CN e impermeabilidade das sub-bacias, mas pela representação do dispositivo como elemento de armazenamento temporário e descarga controlada no modelo hidrológico, de modo a amortecer o hidrograma no trecho urbano. Assim, a bacia foi adotada como medida complementar às intervenções na fonte, funcionando como regulador de vazão: armazena parte do volume escoado durante o evento e o libera gradualmente, contribuindo para a redução da vazão de pico e para o aumento do tempo ao pico a jusante, especialmente nas condições associadas às sub-bacias mais impermeabilizadas.

Foi necessário quantificar a parcela do perímetro urbano efetivamente considerada para as intervenções. Nesse sentido, a Tabela 11 apresenta a síntese das áreas (km²) delimitadas para cada tipologia de SUDS proposta, pavimento permeável, jardins de chuva e telhado verde, as quais representam a base espacial utilizada para redistribuir a área urbana convencional e, conseqüentemente, recalcular os parâmetros de entrada (CN e impermeabilidade) das sub-bacias mais urbanizadas.

Tabela 11 – Áreas delimitadas para cada tipologia de SUDS

TIPOLOGIA	ÁREA (km²)
Pavimento Permeável	0.0208
Jardins de chuva	0.0358
Telhado verde	0.0353

Fonte: Autoral (2026)

As alterações nos parâmetros hidrológicos inseridos no modelo, sintetizadas na Tabela 12, evidenciam reduções consistentes tanto no Curve Number (CN) quanto na impermeabilidade efetiva das sub-bacias selecionadas. Na Tabela 12, a coluna

“CN atual” e “IMP atual” representam o cenário de referência (situação existente, sem intervenções), enquanto “CN - SUDS” e “IMP - SUDS” correspondem explicitamente ao cenário com implementação de SUDS, no qual parte da área urbana convencional foi convertida em áreas tratadas por pavimento permeável, jardins de chuva e telhado verde.

Os novos valores de CN - SUDS foram obtidos por recomposição do CN composto, por meio de média ponderada pela área após a substituição das parcelas urbanas pela tipologia “com SUDS”. Esse procedimento segue a formulação clássica do método do Soil Conservation Service (SCS/NRCS) para cálculo de CN composto em bacias com múltiplas classes de uso do solo, expressa pela Equação 8:

$$CN_j = \frac{\sum_i (A_{i,j} * CN_i)}{\sum_i A_{i,j}} \quad \text{Equação 8}$$

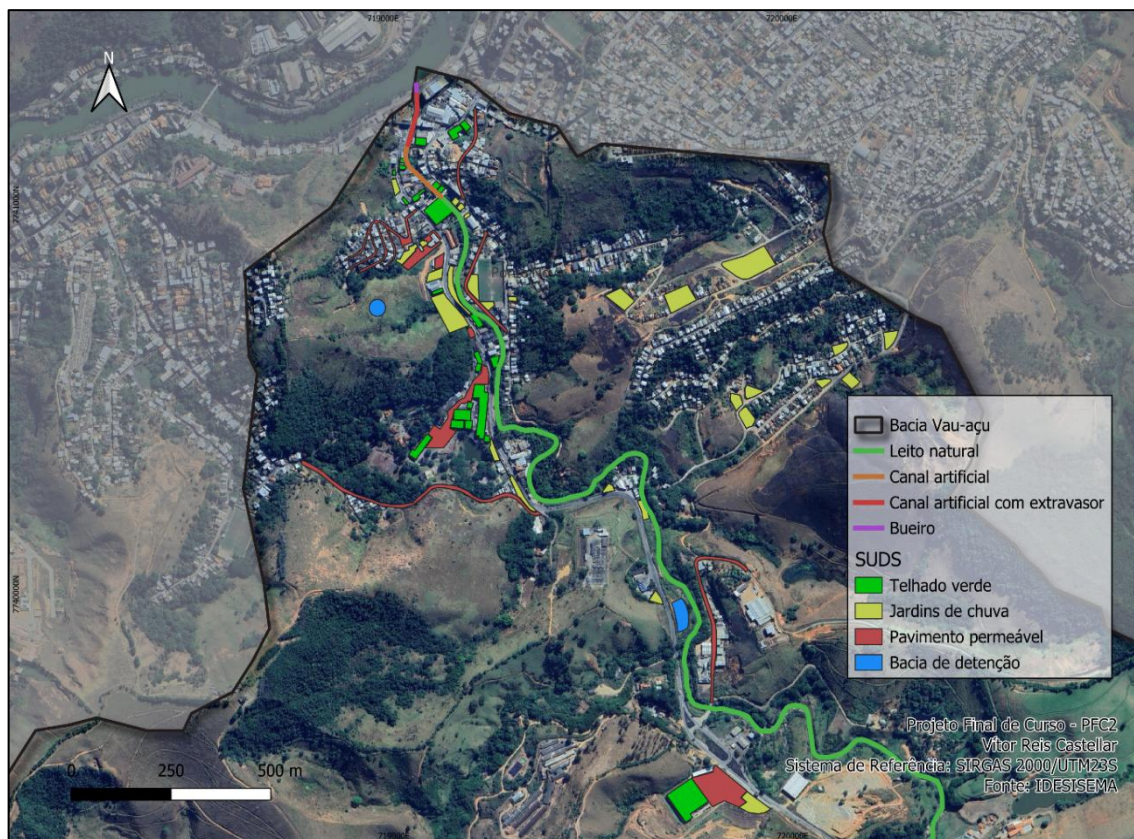
Em que CN_j é o CN composto da sub-bacia j , $A_{i,j}$ representa a área ocupada pela classe i dentro da sub-bacia, e CN_i é o CN atribuído a essa classe (SCS/NRCS). Assim, ainda que as reduções percentuais pareçam moderadas, a combinação entre menor CN (maiores perdas e menor excedente) e menor impermeabilização (redução do escoamento direto) tende a produzir hidrogramas menos críticos, com diminuição da vazão de pico e aumento do tempo ao pico, reduzindo a pressão exercida sobre o canal principal, especialmente nos trechos urbanos mais sensíveis.

Tabela 12 – Variação percentual com implementação de SUDS

Sub-bacia	CN atual	CN - SUDS	Δ CN (%)	IMP atual	IMP - SUDS	Δ IMP (%)
50	79,56	78,88	-0,86	0,364	0,341	-6,32
53	81,99	80,99	-1,22	0,492	0,46	-6,5
56	77,53	77,06	-0,61	0,264	0,247	-6,44
57	81,53	80,70	-1,02	0,471	0,441	-6,41
58	82,77	81,64	-1,37	0,534	0,5	-6,37

Fonte: Autoral (2026)

Figura 29 - Áreas com potencial de implantação de SUDS



Fonte: Autoral (2026)

Ressalta-se que as proposições relacionadas à implementação de SUDS foram construídas a partir dos parâmetros hidrológicos estimados para as sub-bacias (especialmente o Curve Number (CN) e o percentual de área impermeável) e da análise do efeito esperado da sua alteração sobre a resposta chuva-vazão. Entretanto, a delimitação das áreas potenciais de implantação (pavimento permeável, jardins de chuva e telhados verdes) foi realizada com base em interpretação de imagens de satélite e geoprocessamento, sem verificação detalhada em campo quanto a condicionantes locais que podem limitar ou viabilizar a execução, como declividades pontuais, tipo e compactação do solo, interferências com redes existentes, disponibilidade de faixa de domínio, condições de drenagem superficial, nível do lençol freático e aspectos construtivos/estruturais das edificações. Assim, os resultados associados ao cenário com SUDS devem ser compreendidos como simulações exploratórias, úteis para indicar tendências e priorizar áreas mais promissoras, mas que demandam aprofundamento por meio de vistorias e

levantamentos específicos para subsidiar projeto executivo e estimar com maior precisão a eficiência hidrológica das medidas propostas.

4.3.2.2. Melhoria da capacidade hidráulica do córrego

A avaliação da capacidade hidráulica do trecho crítico evidência que, além da geometria do canal e da declividade, a condição real de operação do córrego exerce influência decisiva sobre o desempenho da macrodrenagem. Em sistemas urbanos, a ocorrência de extravasamentos frequentemente decorre da combinação entre vazões elevadas e redução da seção útil, seja por deposição de sedimentos, crescimento de vegetação no leito, presença de resíduos sólidos e, sobretudo, pela existência de singularidades hidráulicas (travessias, bueiros e transições), que funcionam como pontos de controle e podem induzir remanso a montante (Chow, 1959; Tucci, 2007). Assim, para além do dimensionamento teórico, é fundamental considerar evidências de campo que indiquem perdas de capacidade e estrangulamentos localizados.

As imagens registradas ao longo do canal (Figura 30) demonstram de forma clara a presença de assoreamento e deposição de material fino no leito. Observa-se a formação de barras/sapatas de sedimentos e o recobrimento do fundo por uma camada espessa de material depositado, reduzindo a profundidade disponível para escoamento e, conseqüentemente, a área molhada efetiva. Em trechos canalizados, esse tipo de deposição tem efeito direto na capacidade, pois a seção retangular perde parte do seu “volume hidráulico” e passa a operar com menor raio hidráulico e maior rugosidade relativa, o que reduz a vazão conduzida para uma mesma lâmina d’água, conforme a lógica da equação de Manning (Chow, 1959). Além disso, verifica-se o crescimento de vegetação marginal e trechos com material orgânico e resíduos no leito, elementos que tendem a aumentar a resistência ao escoamento e favorecer retenção adicional de sedimentos.

Figura 30 – Trechos assoreados ao longo do canal



Fonte: Autoral (2026)

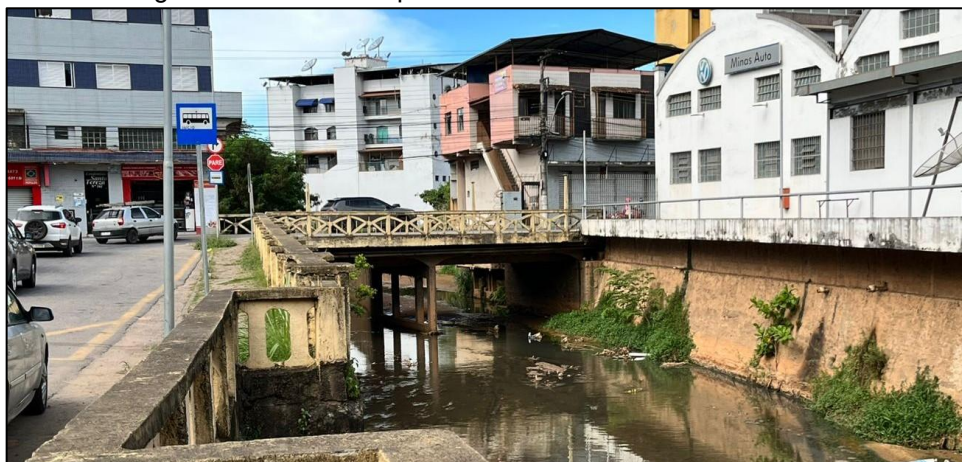
Outro aspecto relevante evidenciado em campo é a presença de travessias que atuam como potenciais gargalos hidráulicos. A travessia de pedestres e veículos representam pontos de mudança de regime e de restrição de escoamento, especialmente quando associadas a pilares, encontros e seções de aproximação com deposição de sedimentos (Figuras 31 e 32).

Figura 31 – Travessia presente em ponto crítico do córrego



Fonte: Autoral (2026)

Figura 32 – Travessia para veículos em trecho final do canal



Fonte: Autoral (2026)

Em eventos de cheia, estruturas desse tipo podem concentrar energia e promover remanso a montante. Quando a seção útil já se encontra parcialmente reduzida por assoreamento, a probabilidade de extravasamento aumenta, pois a capacidade real passa a ser inferior à estimada em condição “limpa”. Esse mecanismo é amplamente descrito na literatura como um dos condicionantes mais comuns de inundação urbana: não basta o canal existir, ele precisa manter a seção útil e não apresentar pontos críticos de controle mal resolvidos (Tucci, 2007).

A jusante do trecho analisado, a condição de saída do córrego também merece atenção. O bueiro/estrutura de condução até o Rio Piranga (Figura 33) funciona como controle de jusante do sistema e pode influenciar o nível d'água em períodos de cheia do receptor. Em situações de elevação do nível do Rio Piranga, há possibilidade de efeito de remanso, reduzindo o gradiente hidráulico de escoamento do córrego no trecho final e contribuindo para elevar as lâminas a montante, especialmente quando o canal já opera com restrições por sedimentos e singularidades. Portanto, a melhoria da capacidade hidráulica não deve se limitar ao trecho intermediário: o comportamento do ponto de descarga e sua interação com o nível do rio principal devem ser incorporados ao diagnóstico operacional.

Figura 33 - Estrutura de bueiro na foz do córrego



Fonte: Autoral (2026)

Diante dessas evidências, propõe-se um conjunto de ações prioritizadas, articulando recomendações de hidráulica de canais e drenagem urbana (Chow, 1959; Tucci, 2007) às condições observadas no Vau-açu. Como medida imediata e de maior custo-benefício, recomenda-se a remoção localizada de sedimentos (desassoreamento) nos trechos onde se verificam depósitos expressivos, com restauração da seção útil e regularização do fundo, acompanhada de limpeza sistemática de detritos e controle de vegetação invasora dentro do leito. Essa intervenção, por si só, tende a aumentar a área molhada e reduzir perdas de carga por rugosidade adicional, recuperando parte da capacidade efetiva sem necessidade de grandes obras.

Em segundo nível de prioridade, recomenda-se o tratamento dos gargalos associados às travessias (Figuras 31 e 32), com: (i) inspeção técnica das seções de aproximação e saída; (ii) remoção periódica de depósitos junto a encontros/pilares; (iii) melhoria das condições hidráulicas de entrada/saída, evitando pontos de estagnação e retenção de sedimentos; e (iv) quando necessário, adequação

geométrica do vão útil ou das transições para reduzir perdas localizadas e minimizar a formação de remanso em cheias. Complementarmente, propõe-se um inventário das travessias (tipo, dimensões, condição estrutural, obstruções, assoreamento recorrente), de modo a estabelecer um plano de manutenção preventiva e priorização de intervenções.

Por fim, no trecho de descarga, recomenda-se verificar a presença de controle de saída e a condição de operação em cheias do Rio Piranga, avaliando a necessidade de medidas de proteção, dissipação de energia e manutenção da seção de saída para reduzir a suscetibilidade a remanso. Essas ações no canal devem ser integradas às medidas de controle na fonte (SUDS) já discutidas, pois a recuperação de seção e a mitigação de gargalos atuam sobre a capacidade de condução, enquanto as SUDS atuam na redução da vazão gerada. Em conjunto, essa estratégia reduz a probabilidade de extravasamento e aumenta a resiliência da macrodrenagem nos trechos urbanos mais sensíveis.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados deste trabalho indicam que a resposta hidrológica da sub-bacia do Ribeirão Vau-açu, em Ponte Nova–MG, é fortemente condicionada pela urbanização, que aumenta a impermeabilização e acelera a concentração do escoamento, elevando a criticidade das cheias no trecho urbano. A modelagem no HEC-HMS, baseada na caracterização fisiográfica e na parametrização por Curve Number (CN) e percentual de área impermeável, evidenciou o aumento progressivo das vazões de pico dos eventos simulados.

A verificação hidráulica do trecho crítico do canal principal, estimada por Manning para seção retangular, mostrou um comportamento de limiar: a capacidade calculada do canal ($221,24 \text{ m}^3/\text{s}$) é compatível com os eventos associados aos TR de 10 e 25 anos, porém se torna insuficiente para o TR de 50 anos, quando a vazão simulada ultrapassa a capacidade de condução, indicando maior probabilidade de remanso e extravasamento em condições extremas. Esse diagnóstico é coerente com os registros de inundação recentes no município e reforça a influência de gargalos e singularidades hidráulicas na macrodrenagem.

Quanto às proposições, os resultados apontam a necessidade de uma estratégia combinada. De um lado, as evidências de campo (assoreamento, travessias e estrutura de descarga) indicam que a capacidade efetiva do canal pode ser reduzida por perda de seção útil e estrangulamentos, justificando ações priorizadas de desassoreamento localizado, limpeza e manutenção, além de inspeção e adequação hidráulica de travessias. De outro, a simulação de SUDS no perímetro urbano e nas sub-bacias mais impermeabilizadas indicou redução de CN e impermeabilidade efetiva, contribuindo para diminuir a pressão sobre a microdrenagem e o canal principal.

Por fim, destaca-se que as áreas potenciais de implantação de SUDS foram delimitadas por interpretação de imagens e geoprocessamento, sem validação detalhada em campo, de modo que os resultados devem ser entendidos como simulações exploratórias. Recomenda-se, como continuidade, o fortalecimento do monitoramento hidrológico (nível/vazão), o detalhamento hidráulico em travessias e

trechos confinados e a verificação em campo das condições de implantação e desempenho dos dispositivos propostos. Conclui-se que a mitigação de cheias e a melhoria do córrego dependem da integração entre intervenções na macrodrenagem, controle na fonte via SUDS e instrumentos de gestão urbana voltados à redução da impermeabilização ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS

Almeida, L. T. de; Valdés Serra, J. Avanços na modelagem chuva-vazão. In: ALMEIDA, L. T. de; VALDÉS SERRA, J. (org.). **Recursos Hídricos e Saneamento**. Campo Mourão: Fecilcam, 2017. v. 1, p. 77-96.

Alves, F. O. **Mapeamento de áreas inundáveis na bacia hidrográfica do rio Una-PE, com auxílio dos softwares HEC-HMS e HEC-RAS**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2021.

Batista, M. **Hidrologia e Drenagem Urbana**. Notas de aula, 2011.

Brown, R. R.; Farrelly, M. A. Domesticating doctrines for watery cities: theory and practice of the transition to Sustainable Urban Water Management in Australia. **Water Science and Technology**, v. 59, n. 5, p. 853-863, 2009.

Carlos, A. F. A. **A (re)produção do espaço urbano**. São Paulo: Edusp, 1988.

Castells, M. **Ruptura: a crise da democracia liberal**. Rio de Janeiro: Zahar, 2018.

Charlesworth, S. M. et al. A review of the multiple benefits of Sustainable Drainage Systems (SuDS) for the provision of Ecosystem Services. **WIREs Water**, v. 9, n. 5, e1603, 2022.

Chow, Ven Te. **Open-channel hydraulics**. New York: McGraw-Hill, 1959.

Coutts, A. M.; Tapper, N. J.; Beringer, J. Watering our cities: The capacity for Water Sensitive Urban Design to support urban cooling and improve human thermal comfort in the Australian context. **Progress in Physical Geography: Earth and Environment**, v. 37, n. 1, p. 2-28, 2013.

City of Portland. Bureau of Environmental Services. **About Green Streets**. Portland: City of Portland, s.d. Disponível em: <https://www.portland.gov/bes/stormwater/about-green-streets>. Acesso em: 11 fev. 2026.

The City Of Copenhagen. **Cloudburst Management Plan 2012**. Copenhagen: The City of Copenhagen, 2012. Disponível em: <https://international.kk.dk/sites/default/files/2021-09/Cloudburst%20Management%20plan%202010.pdf>. Acesso em: 11 fev. 2026

Dunne, T.; Leopold, L. B. **Water in Environmental Planning**. New York: W. H. Freeman and Company, 1978.

Facebook. **Ribeirão Vau-açu transborda**. Vídeo publicado em Reclama Ponte Nova. [S.l.]: Facebook, [s.d.]. Disponível em:

<https://www.facebook.com/reclama.pontenova.5/videos/ribeir%C3%A3o-vau-a%C3%A7u-transborda/2135525903267685/>. Acesso em: 03 fev. 2026.

Faria, A. P. D. S.; Cunha, C. de O. R. Da; Junior, E. L. de A. O mapeamento das áreas vulneráveis aos riscos ambientais e as políticas públicas municipais para a sustentabilidade do patrimônio ambiental urbano. **Revista Brasileira de Geografia Física**, v. 12, n. 3, p. 843-855, 2019.

Farina, H. **O uso de Sistemas de Informações Geográficas (SIG) como ferramenta de apoio à gestão urbana**. [S. l.: s. n.], 2006.

Fletcher, T. D. et al. SUDS, LID, WSUD, GI and other acronyms: History, drivers, aims, functionality and performance of green infrastructure. A review. **Water Research**, v. 73, p. 19-29, 2015.

Garrido N., Pedro de Souza; VEROL, Aline Pires. **Sustainable Drainage Systems in the Brazilian Context: A Systematic Review**. *Water*, v. 11, n. 11, p. 2269, 2019.

Jardim De Chuva de Copacabana ganha equipamentos especiais para monitoramento de drenagem. Rio de Janeiro: Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, 2021. Disponível em: <https://prefeitura.rio/meio-ambiente/jardim-de-chuva-de-copacabana-ganha-equipamentos-especiais-para-monitoramento-de-drenagem/>. Acesso em: 4 jul. 2025.

Lucas, E. W. M.; Sousa, F. d. A. S.; Silva, F.D. dos S.; Lucio, P. S.. **Modelagem hidrológica determinística e estocástica aplicada à região hidrográfica do Xingu – Pará**. *Revista Brasileira de Meteorologia*, v. 24, n. 3, p. 308-322, 2009.

Mathidro. **Bacias de retenção**. [s.l.]: Mathidro, [s.d.]. Disponível em: <https://www.mathidro.pt/bacias-de-retencao/>. Acesso em: 08 jul. 2025.

Mestra Sustentável. **Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana (SUDS): por que é importante conhecer e respeitar a natureza para fazer um bom projeto de drenagem?**. **Mestra Sustentável**, 2020. Disponível em: <https://mestrasustentavel.com.br/sistemas-sustentaveis-de-drenagem-urbana-suds-por-que-e-importante-conhecer-e-respeitar-a-natureza-para-fazer-um-bom-projeto-de-drenagem/>. Acesso em: 4 jul. 2025.

Monte, B. E. O.; Costa, D. D.; Chaves, M. B.; Magalhães, L. O.; Uvo, C. B. **Modelagem hidrológica e hidráulica aplicada ao mapeamento de áreas inundáveis**. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 21, n. 1, p. 152-167, jan./mar. 2016.

Novotny, V.; Olem, H. **Water Quality: Prevention, Identification, and Management of Diffuse Pollution**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1994.

Ouma, Y. O.; Tateishi, R. Urban Flood Vulnerability and Risk Mapping Using Integrated Multi-Parametric AHP and GIS: Methodological Overview and Case Study Assessment. **Water**, v. 6, n. 6, p. 1515-1545, 2014.

Pereira, A. Dos A.; Silva, J. De C. **Sistemas de Informações Geográficas e Planejamento Municipal**. São Paulo: Oficina de Textos, 2001.

Pisos Permeáveis: economia, design e eficiência. Florianópolis: Glasser, 2023. Disponível em: <https://glasser.com.br/pisos-permeaveis-economia-design-e-eficiencia/>. Acesso em: 4 jul. 2025.

Ponte Nova (MG). Legislação. [S. l.], 2025. Disponível em: <https://www.pontenova.mg.gov.br/legislacao>. Acesso em: 7 ago. 2025.

Ponte Nova (MG). **Lei Complementar Municipal nº 3.963, de 23 de março de 2015**. Altera o § 12 e inclui § 13 no art. 23 da Lei Municipal nº 3.234/2008, altera o Anexo II da Lei Municipal nº 3.445/2010 e dá outras providências. Ponte Nova: Prefeitura Municipal, 2015. Disponível em: https://sapl.pontenova.mg.leg.br/media/sapl/public/normajuridica/2015/2091/lei_3.963.2015-consolidada.pdf. Acesso em: 11 fev. 2026.

Ponte Nova (MG). **Lei Complementar Municipal nº 4.029/2016**. Dispõe sobre o Plano Diretor Estratégico de Desenvolvimento Integrado e Sustentável – PLEDS do Município de Ponte Nova e dá outras providências. Ponte Nova: Prefeitura Municipal, 2016. Disponível em: https://sapl.pontenova.mg.leg.br/media/sapl/public/normajuridica/2016/2023/2023_texto_integral.pdf. Acesso em: 11 fev. 2026.

Possantti, I. B.; Marques, G. F. Soluções Baseadas na Natureza para sistemas hídricos de cidades: conceituação e modelagem a nível de planejamento. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 23., 2019, Foz do Iguaçu. **Anais** [...]. Porto Alegre: ABRHidro, 2019.

Schueler, T. R. **Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs**. Washington, D.C.: Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.

Silveira, L. P. S. **Hidrologia Aplicada: Sistemas de Drenagem Urbana**. Salvador: EDUFBA, 2005.

Sposito, M. E. B. **Capitalismo e Urbanização**. São Paulo: Contexto, 1988.

Sposito, M. E. B. **Capitalismo e Urbanização**. 14. ed. São Paulo: Contexto, 2007.

Telhados verdes são sustentáveis? **AuE Paisagismo**, 2015. Disponível em: <https://auepaisagismo.com/?id=telhados-verdes-sao-sustentaveis&in=1502>. Acesso em: 4 jul. 2025.

Tucci, C. E. M. **Plano diretor de drenagem urbana: princípios e concepção**. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 2, n. 2, p. 5-12, jul./dez. 1997.

Tucci, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Porto Alegre: ABRH, 2005.

Tucci, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS: ABRH, 2007.

Villaça, F. **As ilusões do plano diretor**. São Paulo: [s. n.], 2005.

Villela, S. M.; MATTOS, A. **Hidrologia Aplicada**. São Paulo: McGraw-Hill, 1975.

Viola, M. R.; Mello, C. R.; Acerbi Jr., F. W.. **Modelagem hidrológica na bacia hidrográfica do Rio Aiuruoca, MG**. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 13, n. 5, p. 581-590, 2009.

Woods-Ballard, B.; Wilson, S.; Udale-Clarke, H.; Illman, S.; Scott, T.; Ashley, R.; Kellagher, R. **The SuDS Manual (C753)**. London: CIRIA, 2015.