



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



SAMUEL ALMEIDA DUTRA JÚNIOR

**ANÁLISE BIDIMENSIONAL DE ALAGAMENTOS EM VIAS
PÚBLICAS UTILIZANDO MODELAGEM HIDROLÓGICA E
HIDRÁULICA**

Uberlândia, 2023

SAMUEL ALMEIDA DUTRA JÚNIOR

**ANÁLISE BIDIMENSIONAL DE ALAGAMENTOS EM VIAS
PÚBLICAS UTILIZANDO MODELAGEM HIDROLÓGICA E
HIDRÁULICA**

Dissertação apresentada à Faculdade de
Engenharia Civil da Universidade Federal de
Uberlândia, como parte dos requisitos para a
obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil.

Área de Concentração: Recursos Hídricos e
Saneamento

Orientador: Prof. Dr. José Eduardo Alamy
Filho

Uberlândia, 2023

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

D978
2023 Dutra Júnior, Samuel Almeida, 1996-
ANÁLISE BIDIMENSIONAL DE ALAGAMENTOS EM VIAS PÚBLICAS
UTILIZANDO MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA [recurso
eletrônico] / Samuel Almeida Dutra Júnior. - 2023.

Orientador: JOSÉ EDUARDO ALAMY FILHO.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de
Uberlândia, Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2023.520>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. I. ALAMY FILHO, JOSÉ EDUARDO ,
1976-, (Orient.). II. Universidade Federal de
Uberlândia. Pós-graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:
Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091
Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 296, PPGEC				
Data:	06 de setembro de 2023	Hora de início:	08: 00 h	Hora de encerramento:	11: 15 h
Matrícula do Discente:	12112ECV020				
Nome do Discente:	Samuel Almeida Dutra Júnior				
Título do Trabalho:	Análise bidimensional de alagamentos em vias públicas utilizando modelagem hidrológica e hidráulica				
Área de concentração:	Análise Espacial, Engenharia Urbana, Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental				
Linha de pesquisa:	Engenharia Urbana				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Drenagem Urbana				

Reuniu-se, em sessão pública por webconferência, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Frederico Carlos Martins de Menezes Filho - UFV, Fernando das Graças Braga da Silva - UNIFEI e José Eduardo Alamy Filho, orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, José Eduardo Alamy Filho, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **José Eduardo Alamy Filho, Professor(a) do Magistério Superior**, em 06/09/2023, às 11:15, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Fernando das Graças Braga da Silva, Usuário Externo**, em 08/09/2023, às 13:28, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **FREDERICO CARLOS MARTINS DE MENEZES FILHO, Usuário Externo**, em 08/09/2023, às 18:50, 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 https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **4747031** e o código CRC **BE2C2BFF**.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha mãe Elisa Paraguaçu Feitosa Dutra, por abdicar de tanto para que eu pudesse ser a extensão dos seus braços.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me mostrar maravilhas e me conceder forças suficientes para buscar aquilo que Sua luz me revela.

Ao meu padrinho, Jefferson Feitosa Pereira por ser para mim um porto seguro, o qual eu posso contar em todas as horas.

À Isabella Spinha Pires, pela grandeza e beleza que existem em seus gestos, que através dos quais percebo o seu companheirismo, amor e carinho.

Aos meus tios Dauton Florentino, Elisio Florentino, às minhas tias Liene de Maria, Clecilda Bezerra, Guaraciaba Feitosa, Carla Eugênia, Cleópatra Feitosa, Priscila Dutra, Raquel Dutra, Altair Florentino, Jennifer Feitosa e aos meus avós, Djanira Feitosa, Ossian Dutra e Augusta Gouveia pelo amor, apoio e orações constantes.

Ao meu pai, Samuel Almeida Dutra, por acreditar no meu potencial.

Aos meus tios, Nabucodonosor Alves Feitosa e Nabupolasar Alves Feitosa, por serem exemplos vivos de como a educação transforma vidas. Dois intelectuais que me inspiram desde criança.

Ao meu orientador Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho pelo ensino, cuidado e disponibilidade em todos os momentos.

Aos mentores Prof. Dr. Frederico Carlos Martins de Menezes Filho, Prof. Dr. Markssuel Teixeira Marvila e Prof. Dr. Reynaldo Furtado Faria Filho pelos ensinamentos e conhecimentos compartilhados, cruciais para o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos meus colegas de profissão e de mestrado, Guilherme Bueno, Roberta Botelho, Ellen Cássia e Yasmine Simões pelo ombro amigo em todos os momentos.

À Universidade Federal de Uberlândia, à Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), pela oportunidade e ensino excelentes.

À Universidade Federal de Viçosa Campus Rio Paranaíba, nas pessoas dos professores e servidores, pelos conhecimentos compartilhados e pela oportunidade de exercer o meu trabalho como Professor Substituto, permitindo um desenvolvimento pessoal e profissional incríveis.

Agradeço especialmente à minha mãe, Elisa Paraguaçu Feitosa Dutra por ter aberto, sabiamente, os meus olhos sobre a importância do mundo acadêmico. Também agradeço por ter dedicado uma vida a me amar, me ensinar, me apoiar e me guiar com conselhos tão fundamentais. Essa vitória é nossa.

RESUMO

Em virtude da urbanização desordenada das cidades, a conseqüente redução de áreas permeáveis, ausência de limpeza pública e projetos subdimensionados, o aumento do escoamento superficial se torna um problema de drenagem urbana, uma vez que ocasiona o crescimento do número de alagamentos em regiões urbanas. Dentro das estruturas de drenagem, as sarjetas e as bocas-de-lobo se destacam como estruturas que merecem atenção, já que são as primeiras a entrarem em contato com os escoamentos gerados. A cidade de Uberlândia se apresenta como um exemplo do que esses fenômenos podem ocasionar, sendo esta prejudicada diversas vezes por alagamentos e inundações, atingindo a população de maneira negativa. Uma das soluções para entender melhor o comportamento do escoamento superficial é a modelagem hidrodinâmica, onde é possível estimar com algum grau de precisão as formações de lâminas d'água nas vias dos centros urbanos. Tendo isso em vista, o objetivo deste trabalho é propor uma metodologia que empregue modelagem hidrológica e hidráulica em uma região da cidade de Uberlândia, utilizando linguagem VBA para Excel e o software HEC-RAS, respectivamente, visando desenvolver manchas de alagamentos. O trabalho ainda buscou realizar uma análise de possíveis benefícios decorrentes do aumento de áreas permeáveis em lotes, seguindo as diretrizes municipais, e da implantação de bocas-de-lobo. Com a confecção dos mapas constatou-se que houve regiões de transbordamento das sarjetas devido ao escoamento superficial. Também foi possível perceber que a implantação de mais áreas permeáveis, apenas seguindo as normas estabelecidas pelo poder municipal, não foram suficientes para solucionar o problema de alagamento. Em relação à implantação de bocas-de-lobo, foram necessárias 14 BL's para sanar os problemas de transbordamento das sarjetas, assim como respeitar os limites impostos pelo poder municipal. Dessa forma, pode-se concluir que a metodologia apresentada nesse trabalho se mostrou ser uma ferramenta eficaz no planejamento de drenagem urbana, capaz de produzir dados pertinentes para uma solução mais sustentável na precaução e manejo de alagamentos em centros urbanos.

Palavras-chave: Drenagem urbana – Inundações - Alagamentos - Sarjeta – Boca-de-lobo - HEC-RAS – Modelo hidrodinâmico

ABSTRACT

As a result of disorderly urbanization in cities, the consequent reduction in permeable areas, absence of public cleaning, and the existence of undersized projects, the increase of runoff becomes a urban drainage issue, giving rise to a surge in flooding incidents within urban regions. Within the framework of drainage systems, gutters and storm inlets emerge as noteworthy components deserving attention, as they are the first elements to encounter the generated runoff. The city of Uberlândia serves as a prime example of the repercussions that these phenomena can cause, frequently suffering from floods, negatively impacting the local population. One of the strategies to get a deeper understanding of runoff behavior is hydrodynamic modeling, which enables a reasonably precise estimation of water level formations on urban thoroughfares. In light of this, the primary objective of this research is to propose a methodology that employs both hydrological and hydraulic modeling techniques in a specific section of Uberlândia. The approach utilizes the VBA programming language for Excel and the HEC-RAS software to generate flood maps. Additionally, this study aimed to evaluate the potential benefits arising from increased permeable areas in lots, adhering to municipal guidelines, as well as the installation of storm inlets. Upon generating the flood maps, it was observed that certain regions experienced gutter overflow due to surface runoff. Furthermore, it was evident that incorporating more permeable areas in accordance with municipal regulations did not entirely solve the flooding issue. In terms of the implementation of storm inlets, 14 of them were required to resolve the gutter overflow concerns and to adhere to the water depth limits set by municipal authorities. In conclusion, the methodology presented in this study has proven to be an effective tool in urban drainage planning. It has the capacity to produce pertinent data for a more sustainable approach to prevent and manage floods in urban centers.

Keywords: Urban drainage – Floods - Gutter – Grate Inlets - HEC-RAS – Hydrodynamic model

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fórmulas de tempos de concentração	17
Figura 2: Hietograma criado pelo método dos blocos alternados	19
Figura 3: Curvas de Huff.....	20
Figura 4: Esquema das principais conversões do Método Santa Bárbara	24
Figura 5: Valores limites da fórmula racional	28
Figura 6: Esquema de sarjeta.....	30
Figura 7: Sarjeta tipo A Sudecap	31
Figura 8: Sarjeta tipo B Sudecap	32
Figura 9: Sarjeta tipo C Sudecap	32
Figura 10: Esquema de sarjetão.....	32
Figura 11: Boca-de-lobo em planta	33
Figura 12: Boco-de-lobo simples	33
Figura 13: Boca-de-lobo com grelha	34
Figura 14: Boca-de-lobo combinada	34
Figura 15: Boca-de-lobo múltipla.....	34
Figura 16: Representação genérica de um modelo hidráulico-hidrológico.....	36
Figura 17: Esquema de domínio 2D com as principais condições de contorno	48
Figura 18: Área de estudo com dimensões em metros	49
Figura 19: Fluxograma de cálculo do método Santa Bárbara	55
Figura 20: Fluxograma para obtenção de hidrogramas pelo método racional universal.....	59
Figura 21: Representação das inclinações da seção transversal da via	60
Figura 22: Esquema da nuvem de pontos inseridos para refinar o modelo digital de terreno..	61
Figura 23: Inserção de MDT e imagens de satélite através do RAS MAPPER	62
Figura 24:Flow Area.....	63
Figura 25: Condições de contorno.....	64
Figura 26: Fluxograma de criação de geometria	64
Figura 27: Tipos de condição de contorno	65
Figura 28: Hietograma calculado pelo método de Huff	68
Figura 29: Hidrogramas calculados pelo método Santa Bárbara	69
Figura 30: Pontos de entrada das vazões das áreas adjacentes.....	69
Figura 31: Hidrograma dos lotes	71
Figura 32: Sobreposição de hidrogramas dos lotes	71

Figura 33: Modelo Digital de Terreno gerado para domínio de simulação.....	73
Figura 34: Perímetro retangular da área simulada.....	74
Figura 35: Esquema condições de contorno perímetro retangular	75
Figura 36: Manchas de profundidades máximas em metros	76
Figura 37: Mapa de velocidade máxima em m/s.....	77
Figura 38: Manchas de profundidades superiores a valores críticos em metros	78
Figura 39: Manchas de velocidade máximas superiores a 3 m/s.....	79
Figura 40: Comparativo de simulações após implementação de lotes com 80% de área permeável.....	80
Figura 41: Comparativo de hidrogramas com áreas originais e com 20% de área permeável.....	81
Figura 42: Geometria ramificada.....	82
Figura 43: Esquema Geometria ramificada	83
Figura 44: Manchas de profundidade máxima para geometria ramificada (m).....	84
Figura 45: Manchas de velocidade máxima para geometria ramificada (m/s).....	84
Figura 46: Manchas de profundidades superiores a valores críticos em metros para geometria ramificada	85
Figura 47: Análise de posição de boca de lobo com lâminas de água máximas	86
Figura 48: Alcance de impacto de bocas de lobo com visualização das manchas de profundidade máxima	87
Figura 49: Manchas de profundidades superiores a 10 cm para geometria ramificada e BLs intercaladas	87
Figura 50: Manchas de profundidades superiores a 18 cm para geometria ramificada e BLs intercaladas	88
Figura 51: Manchas de profundidades superiores a 10 cm para geometria ramificada e BLs em todas as quadras	89
Figura 52: Manchas de velocidade máximas menores que 3 m/s para geometria ramificada	90
Figura 53: Manchas de velocidade máxima de até 3 m/s para geometria ramificada (m/s) com BLs intercaladas	90
Figura 54: Manchas de velocidade máxima de até 3 m/s para geometria ramificada (m/s) com BLs em todas as quadras	91

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Tempos de retorno sugeridos pela NBR 10844.....	Erro! Indicador não definido.
Quadro 2: Tempos de retorno para tipos de infraestruturas hídricas.....	15
Quadro 3: Frequência de chuvas pelo método de Huff.....	21
Quadro 4: Valores de C	29
Quadro 5: Fatores de redução de vazão em sarjetas	31
Quadro 6: Valores médios de rugosidade equivalente de fundo (ϵ).....	40
Quadro 7: Valores de CN para zonas urbanas e suburbanas	52
Quadro 8: Método Racional Universal.....	58

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1. Parâmetros hidrológicos	14
2.1.1. Período de retorno.....	14
2.1.2. Tempo de concentração	16
2.1.3. Equação IDF	17
2.1.4. Método dos blocos alternados	18
2.1.5. Método de Huff.....	19
2.1.6. Método SCS - CN	21
2.2. Métodos Chuvas-Vazão	22
2.2.1. Método Santa Bárbara.....	23
2.2.2. Método Racional Universal	27
2.3. Sarjetas	29
2.4. Sarjetões	32
2.5. Bocas-de-lobo	32
2.6. Modelos hidrodinâmicos	34
2.6.1. SWMM.....	35
2.6.2. Mike 11	36
2.6.3. HEC-RAS.....	37
2.7. Modelo matemático de escoamento em condutos livres	37
2.8. Estudos relacionados com alagamentos em vias urbanas	42
3. METODOLOGIA	47
3.1. Área de estudo	47
3.2. Hidrogramas das áreas adjacentes à área de estudo	49
3.2.1. Equação IDF	49
3.2.2. Hietogramas.....	50
3.2.2.1. Método dos blocos alternados	50
3.2.2.2. Método de Huff.....	51
3.2.3. Parâmetro CN.....	52
3.2.4. Método Santa Bárbara.....	53
3.3. Hidrograma dos lotes	56
3.3.1. Tempo de concentração	56
3.3.2. Coeficiente de Runnoff.....	56

3.3.3. Método Racional.....	57
3.4. Criação de MDT	59
3.5. Modelagem hidráulica	61
3.5.1. Criação de Geometria	62
3.5.2. Modelagem de escoamento não permanente sem bocas de lobo	65
3.5.3. Modelagem de escoamento não permanente com bocas de lobo.....	66
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	67
4.1. Etapa Hidrológica	67
4.1.1. Modelo hidrológico para áreas de contribuição	67
4.1.2. Modelo hidrológico para lotes	70
4.2. Modelo Digital de Terreno	72
4.3. Etapa hidráulica	73
4.3.1. Análise sem bocas de lobo.....	74
4.3.2. Análise com bocas de lobo	82
5. CONCLUSÃO	92
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95

1. INTRODUÇÃO

Inerente ao processo de urbanização, tem-se o aumento de áreas impermeabilizadas com o surgimento de pátios de estacionamentos, ruas, calçadas e telhados. Todavia, a impermeabilização excessiva de lotes está vinculada com a falta de planejamento urbano, com o baixo nível de conscientização da população quanto à potencialização de enchentes e à carência de fiscalização por parte do poder público. Dessa forma, quando esses fatores ocorrem em larga escala, como em bairros intensamente impermeabilizados, ocorre um aumento significativo do escoamento superficial das bacias hidrográficas urbanas (ALAMY et al., 2016), potencializando a ocorrência de inundações, alagamentos e a proliferação de doenças de veiculação hídrica. Dessa forma, faz-se necessário o estudo do escoamento superficial ao longo dos anos, viabilizando a elaboração de medidas de controle que auxiliem no planejamento de infraestruturas de drenagem em regiões sujeitas à inundações (CANHOLI, 2014).

As sarjetas e bocas de lobo merecem certa atenção, uma vez que são as primeiras estruturas de microdrenagem a veicularem vazões geradas em um determinado evento chuvoso. Tais elementos têm função de conduzir as águas pluviais aos demais elementos de drenagem, principalmente para as galerias. Essas estruturas podem não desempenhar satisfatoriamente seu papel devido a um possível subdimensionamento, como também a fatores que envolvem a execução e a manutenção das estruturas, como deslizamento do concreto asfáltico adjacente, reduzindo a área da seção transversal e a falta de limpeza adequada de resíduos sólidos que se depositam ao longo do tempo (TEIXEIRA, 2020). A ausência ou falta de ligação entre os elementos sarjeta, boca de lobo e galeria, tende a sobrecarregar as sarjetas, resultando em alagamentos que são verificados em zonas preferencialmente planas. Esses alagamentos, além de prejudicarem a circulação nas vias, potencializando acidentes, reduzem a vida útil dos pavimentos. Mesmo nos trechos mais inclinados, o excesso de escoamento pelas sarjetas, com extravasamento para as vias, tende a desgastar o pavimento. O resultado disso é o destacamento de placas asfálticas e o surgimento de depressões.

Visando melhorar a gestão de recursos hídricos no Brasil, em abril de 2019, foi apresentado pelo Ministério do Desenvolvimento Regional (MDR), juntamente com a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), o Plano Nacional de Segurança Hídrica (PNSH), que tem como um dos objetivos, definir intervenções de infraestrutura hídrica, como drenagem e manejo de águas pluviais, para o melhoramento da gestão de riscos correlacionada a eventos críticos (ANA, 2020).

Dessa forma, entender e representar o processo de escoamento da água em bacias hidrográficas, da melhor maneira possível, se torna fundamental para análises de fenômenos como inundações e previsão de vazões (FAN, PONTES e PAIVA, 2014). Tendo isso em vista, Kar et al. (2018), confirmam, em seu trabalho, que a combinação de dados referentes ao uso e ocupação do solo, juntamente com a estimativa de hidrogramas, podem ser uma boa solução para simular comportamentos hidrológicos. A simulação desses processos normalmente é computacional, principalmente pela quantidade de cálculos repetitivos ou iterativos que são necessários. Assim, normalmente acoplam-se modelos hidrológicos com modelos hidráulicos. Os modelos hidrológicos, ao fazerem a conversão de chuva em vazão, servem como alimentadores para os modelos hidráulicos, que propagam o escoamento utilizando equações de condutos livres. Para o processo de análise da propagação de vazão em cursos de água, escoamento notoriamente transiente, ao menos duas expressões são muito utilizadas, conhecidas como equações da Continuidade e Quantidade de Movimento ou equações de Saint Venant (CHOW, 1988; FAN, PONTES e PAIVA, 2014; CARVALHO, 2021).

Segundo Borges (2019) e Goulart (2021), o acentuado crescimento populacional foi um dos fatores que resultaram na canalização de rios, aumento de área impermeabilizada e a consequente redução de área de infiltração na cidade de Uberlândia – MG, o que segundo Vergütz (2016) está ligado a um histórico frequente de inundações em proporções significativas. Aspectos como estes não fogem à regra de urbanização aplicada, ao longo de décadas, na maioria das cidades brasileiras.

Neste enfoque, esse trabalho tem por objetivo principal apresentar uma metodologia de simulação que permita prever zonas alagáveis, decorrentes do transbordamento de sarjetas em vias públicas, durante e imediatamente após eventos de precipitação.

A ideia principal consiste em, inicialmente, desenvolver um programa em linguagem VBA, utilizando o software excel, que possibilite a transformação de valores de precipitação em valores de vazão para que, utilizando um modelo hidráulico (HEC-RAS, versão 6.4), seja possível a criação de manchas de alagamentos.

Após a construção do modelo a intenção é avaliar o desempenho de sarjetas e bocas de lobo, assim como os eventuais benefícios da implantação de áreas permeáveis em loteamentos, de uma região do bairro Santa Mônica, na cidade de Uberlândia, através da criação de mapas de alagamentos nessas respectivas áreas, utilizando um modelo hidrológico baseado no método Santa Bárbara e modelo hidráulico utilizando as equações de Saint Venant em regime de

escoamento transiente. Os resultados poderão orientar medidas para melhoria nas condições de microdrenagem, como eventuais adaptações de galerias e bocas de lobo em locais recorrentemente alagáveis e carentes dessas estruturas e prever os benefícios da manutenção ou da ampliação de áreas permeáveis nos bairros, técnicas desejáveis para controle de enchente na fonte.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nos estudos de inundações é muito comum o uso de equações de transformação chuva-vazão, cuja função é correlacionar características de um evento chuvoso (altura pluviométrica e duração) com as vazões que são geradas nos canais de fluxo, devido à precipitação. Há vários métodos que podem ser utilizados para esse devido fim.

Devido à complexidade dos processos que influenciam a transformação de chuva em vazão, são utilizados diversos modelos com diferentes propósitos e conseqüentemente devem ser escolhidos de acordo com suas especificidades. Entretanto, não apenas a escolha do modelo deve ser assertiva, mas também a qualidade dos seus dados de entrada, que serão diferentes de acordo com cada simulação. Em linhas gerais, modelos mais complexos, que consideram mais fatores intervenientes no cálculo da infiltração, do escoamento superficial e dos hidrogramas, exigem maior número de coeficientes empíricos relacionados aos tipos e ao uso do solo.

Para o estudo hidrológico do trabalho em questão serão utilizados os parâmetros Período de Retorno, Duração da chuva, Tempo de Concentração entre outros. Estes parâmetros servem como dados de entrada em modelos hidrológicos, tais como os modelos Santa Bárbara e Racional.

Para a análise hidráulica será utilizado o programa HEC-RAS, na versão 6.4 bidimensional (2DH), com equações da Continuidade e de Saint Venant integradas na vertical. O referido programa demanda dados de entrada relacionados com o modelo digital de terreno e os hidrogramas gerados na etapa de modelagem hidrológica.

2.1. Parâmetros hidrológicos

2.1.1. Período de retorno

Segundo Collischonn e Dornelles (2013), período de retorno pode ser definido como o tempo médio, expresso em anos, que representa a probabilidade de um evento hidrológico igualar ou superar um evento semelhante já ocorrido.

Esse parâmetro é de grande importância, uma vez que é muito utilizado para estabelecer diretrizes no dimensionamento de reservatório, canais, vertedouros, bueiros, galerias de águas pluviais e infraestruturas hídricas no geral (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

Para a definição do período de retorno é comum se utilizar de critérios econômicos e racionais, em conjunto com manuais de drenagem.

O critério econômico deve ser estudado uma vez que muitas obras hídricas, quando superdimensionadas utilizando períodos de retornos altos em busca do favorecimento da segurança, aumentam consideravelmente os custos para a execução da obra, podendo tornar a sua realização inviável. Em contrapartida, quando se busca apenas o menor custo e assim utilizar um período de retorno baixo, a estrutura de drenagem pode apresentar uma baixa eficiência, proporcionando transbordamentos frequentes, desconforto e riscos à população.

O critério racional baseia-se em uma outra definição, onde o período de retorno pode ser dado pela equação 1.

$$T_r = \frac{1}{p} \quad (1)$$

Onde “Tr” representa o período de retorno (em anos) e “p” a probabilidade de um evento ser igualado ou superado para um determinado ano. Dessa forma, pode-se calcular qual a probabilidade de que ocorra um determinado evento chuvoso dentro do período de retorno.

Netto e Fernández (2015) também apresentam valores para períodos de retorno, descritos no Quadro 1, que podem ser adotados para o dimensionamento de várias infraestruturas hidráulicas.

Quadro 1: Tempos de retorno para tipos de infraestruturas hídricas

Tipo de ocupação de área	Tempo de Retorno (Anos)	
	Microdrenagem	Macrodrenagem
Ruas em áreas verdes e de recreação	1	1 a 2
Ruas residenciais	2 a 4	50 a 100
Ruas comerciais e industriais (inclui escolas e hospitais sem emergência)	5 a 7	75 a 100

Artérias principais de tráfego, dando acesso e interligando bombeiros, aeroportos, polícia, rodoferrovias, hospitais de emergência.	8 a 15	500
---	--------	-----

Fonte: Adaptado de Netto e Fernández (2015)

2.1.2. Tempo de concentração

O tempo de concentração pode ser considerado como o valor de tempo onde toda a bacia hidrográfica estará contribuindo na seção de saída (SILVEIRA, 2005), ou seja, é o maior tempo que uma gota em um evento chuvoso leva para chegar ao exutório ou seção de interesse da bacia de estudo.

Segundo Porto et al. (2001), existem diversas fórmulas para se obter o valor do tempo de concentração.

Alamy et al. (2016) apresentam em seu trabalho, dois métodos que se utilizam de parâmetros geométricos da bacia, como a declividade média e o comprimento axial, e a porcentagem de área impermeável para a obtenção do tempo de concentração. Tais métodos são expressos pelas equações 2 e 3, sendo o método de Germano et al. (1998) e o de Schaake (1967) respectivamente.

$$t_c = 18,628 * \frac{L^{0,882}}{\alpha^{0,272}} \quad (2)$$

$$t_c = 0,67 * \frac{L^{0,24}}{\alpha^{0,26} * S^{0,16}} \quad (3)$$

Onde,

t_c – Tempo de concentração (min)

L – Comprimento do trecho (km)

α – Porcentagem de área impermeável (%)

S – Declividade média da bacia (m/m)

Buscando avaliar o desempenho de métodos para a obtenção do valor de tempo de concentração de bacias hidrográficas, Silveira (2005) realiza uma análise com 25 fórmulas de tempo de concentração, apresentadas pela Figura 1.

Figura 1: Fórmulas de tempos de concentração

Nome	Equação (1)
Izzard (2)	$T_c = 85,5(i/36286+C_r)i^{-0,667}L^{0,33}S^{-0,333}$
Kerby-Hathaway (3)	$T_c = 0,619N^{0,47}L^{0,47}S^{-0,235}$
Onda Cinem. (2)	$T_c = 7,35n^{0,6}i^{-0,4}L^{0,6}S^{-0,3}$
FAA (2)	$T_c = 0,37(1,1-C)L^{0,5}S^{-0,333}$
Kirpich (2)	$T_c = 0,0663L^{0,77}S^{-0,385}$
SCS Lag (2)	$T_c = 0,057(1000/CN-9)^{0,7}L^{0,8}S^{-0,5}$
Simas-Hawkins (4)	$T_c = 0,322A^{0,594}L^{-0,594}S^{-0,150}S_{scs}^{-0,313}$
Vente Chow (5)	$T_c = 0,160L^{0,64}S^{-0,32}$
Dooge (6)	$T_c = 0,365A^{0,41}S^{-0,17}$
Johnstone (7)	$T_c = 0,462L^{0,5}S^{-0,25}$
Corps Engineers (8)	$T_c = 0,191L^{0,76}S^{-0,19}$
Giandotti (9)	$T_c = 0,0559(4,0A^{0,5}+1,5L)L^{-0,5}S^{-0,5}$
Pasini (10)	$T_c = 0,107A^{0,333}L^{0,333}S^{-0,5}$
Ventura (10)	$T_c = 0,127A^{0,5}S^{-0,5}$
Picking (11)	$T_c = 0,0883L^{0,667}S^{-0,333}$
DNOS (12)	$T_c = 0,419k^{-1}A^{0,3}L^{0,2}S^{-0,4}$
George Ribeiro (13)	$T_c = 0,222(1,05-0,2p)^{-1}LS^{-0,04}$
Schaake et al (14)	$T_c = 0,0828L^{0,24}S^{-0,16}A_{imp}^{-0,26}$
McCuen et al (15)	$T_c = 2,25i^{-0,7164}L^{0,5552}S^{-0,2070}$
Carter (15)	$T_c = 0,0977L^{0,6}S^{-0,3}$
Eagleson (15)	$T_c = 0,274nR^{-0,67}LS^{-0,5}$
Desbordes (16)	$T_c = 0,0869A^{0,3039}S^{-0,3832}A_{imp}^{-0,4523}$
Espey-Winslow (15)	$T_c = 0,343\phi L^{0,29}S^{-0,145}A_{imp}^{-0,6}$

Fonte: Silveira (2005)

Em linhas gerais, o tempo de concentração depende de fatores geométricos da bacia, como área de drenagem (A), comprimento axial (L), declividade média (S). Algumas fórmulas consideram a intensidade da precipitação (i). Outras também levam em conta a área impermeável (A_{imp}) ou parâmetros relacionados com tipos e uso de solo, como a curva-número (CN) e o coeficiente de escoamento superficial (C). Pela impermeabilização de loteamentos ser fator determinante na drenagem de águas pluviais, essas últimas fórmulas tornam-se mais adequadas para aplicações em zonas urbanas.

2.1.3. Equação IDF

O conhecimento sobre eventos chuvosos, como a sua intensidade de precipitação, em uma determinada região onde será alocada uma suposta infraestrutura hídrica, é de fundamental importância, uma vez que através dessas análises é possível dimensionar com maior clareza as obras hídricas que serão realizadas (ALBRIGO et al. 2021; CRUZ, 2019).

Dessa forma, as equações IDF, que segundo Abreu (2018), possuem como primeiro estudo, o realizado por Otto Pfaftetter em 1957, englobam a intensidade, duração e frequência de um evento chuvoso e se apresentam como possíveis ferramentas para o cálculo da intensidade da chuva e possui parâmetros diferentes para diversas localidades (DE SENNA, 2010; CAMINHA, SOUZA e OLIVEIRA; 2020), sendo representada na literatura, pela equação 4.

$$i = \frac{a * T_r^b}{(t + c)^d} \quad (4)$$

Onde,

i – intensidade da chuva (mm/min)

Tr – Período de retorno (anos)

t – Tempo de duração da chuva (min)

a, b, c, d – parâmetros padronizados por região

2.1.4. Método dos blocos alternados

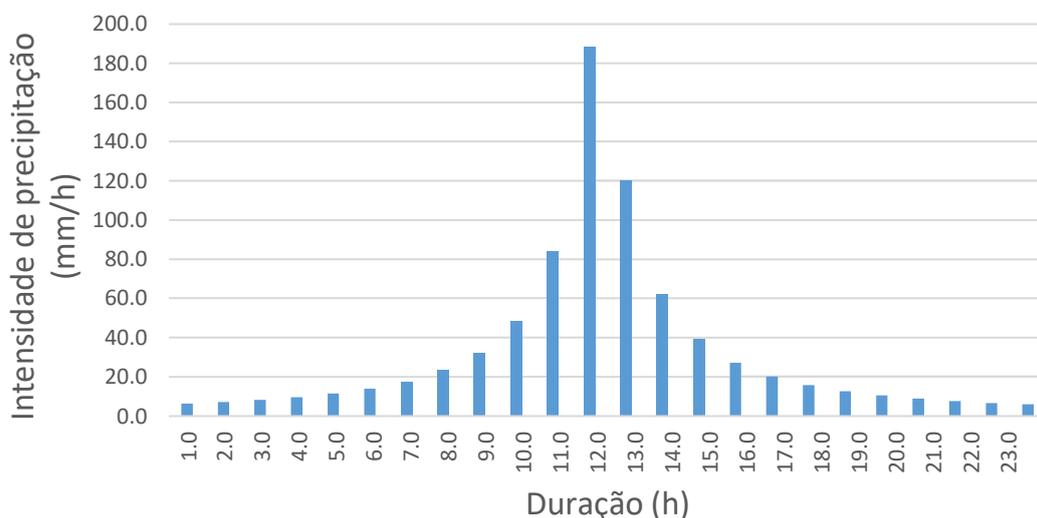
Com os dados de intensidade de chuva em mãos, é possível obter o hietograma de projeto, peça importante para um modelo hidrológico de chuva-vazão.

O hietograma consiste em uma curva que correlaciona o valor de precipitação *versus* tempo e pode ser obtido por vários métodos. O método dos blocos alternados é considerado uma solução simples e que apresenta uma condição crítica (ABREU, SOBRINHA, BRANDÃO; 2017). O referido método consiste em calcular primeiramente as intensidades de chuva em cada intervalo discretizado de tempo e realocar os valores de forma que o valor de pico da intensidade esteja localizado no centro da distribuição e que os demais blocos sejam alocados de forma alternada e decrescente entre o lado esquerdo e direito do valor de pico, como pode ser observado na Figura 2.

Segundo Canholi (2014), o método pode proporcionar diversas configurações, entretanto, algumas regras precisam ser impostas ao modelador para que se possa estudar o fenômeno que

possui os picos de chuva mais elevados. Um dessas regras determina que a parcela mais intensa de chuva esteja alocada entre um terço e a metade da duração de chuva, e que os demais blocos sejam alocados de forma alternada.

Figura 2: Hietograma criado pelo método dos blocos alternados



Fonte: Autor (2023)

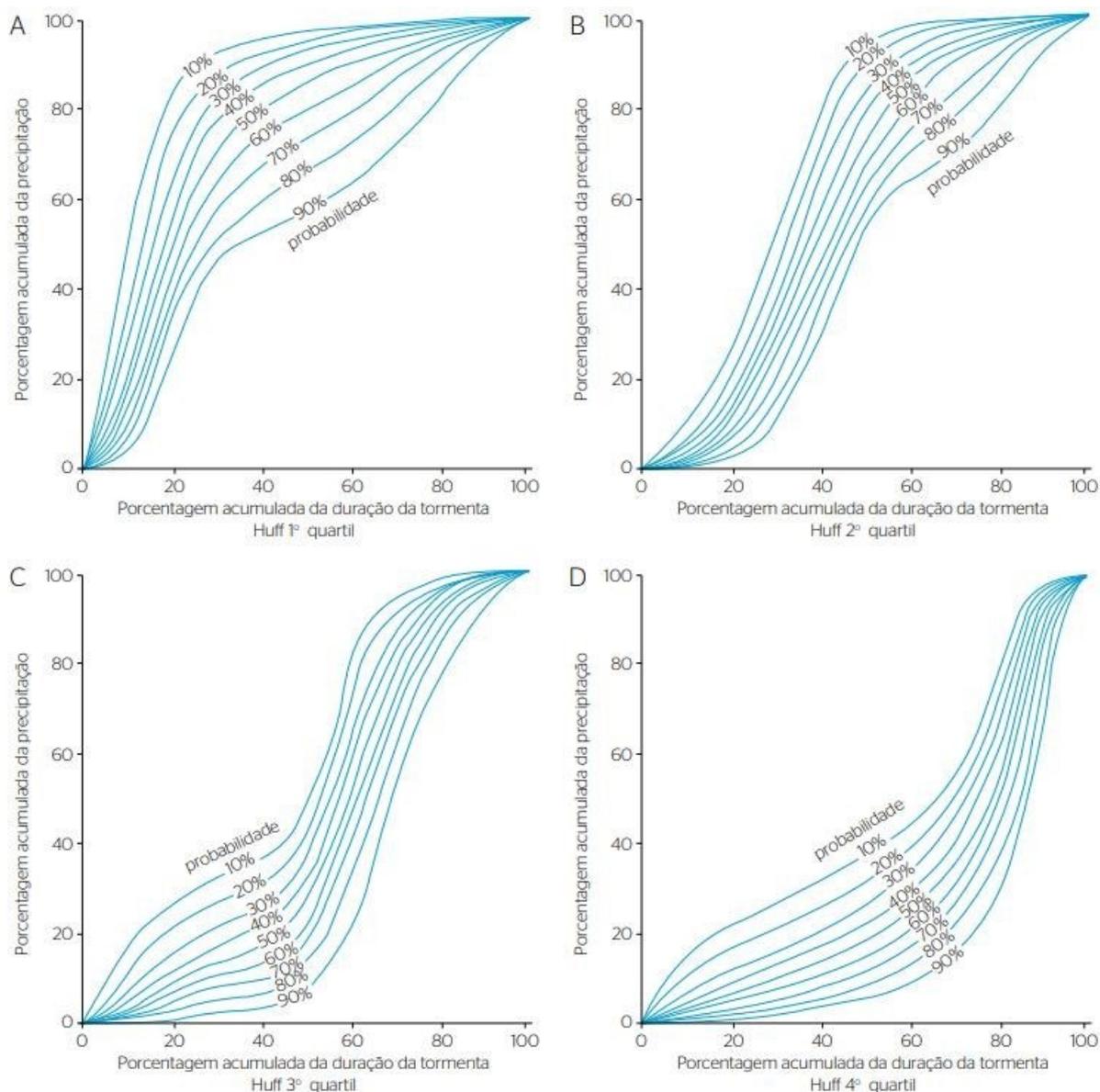
2.1.5. Método de Huff

O método de Huff (1967) se baseia em uma análise feita em Illinois no Estados Unidos, abrangendo uma área de 1.000 km² contando com 49 postos de observação, durante 11 anos, estudando 261 eventos chuvosos, com durações de 30 minutos a 48 horas que apresentassem um valor superior a 13 mm de precipitação. Em sua pesquisa, Huff (1967), classifica as precipitações em quatro grupos, apresentados na Figura 3, tendo como fator de análise o tempo onde a chuva mais crítica ocorreu.

Em seu estudo, Huff (1967) define como precipitação isolada, toda chuva intensa que possua um intervalo de no mínimo 6 horas entre uma chuva anterior que possa ter ocorrido, ou uma chuva posterior.

Dessa forma, as chuvas estudadas eram alocadas analisando em qual quartil a chuva mais intensa havia ocorrido. Assim se realizou um estudo estatístico com as chuvas de cada quartil, objetivando criar curvas adimensionais de distribuição temporal, correlacionadas com a probabilidade de excedência, ou seja, com a probabilidade desta chuva superar a curva adimensional de distribuição temporal.

Figura 3: Curvas de Huff



Fonte: ABREU, SOBRINHA, BRANDÃO (2017)

Analisando os gráficos apresentados pela Figura 3, pode-se notar que chuvas do 1º e 2º quartil são veiculadas a eventos de curtas durações, onde os maiores picos de chuva ocorrem no início do evento, contrapondo as curvas do 3º e 4º quartil, que representam chuvas com maiores durações.

Huff (1967) também realizou a análise da frequência das chuvas, conforme o Quadro 2.

Quadro 2: Frequência de chuvas pelo método de Huff

Duração da chuva - t (horas)	Quartil	Frequência (%)
t < 12	1°	30
t < 12	2°	36
12 < t < 24	3°	19
t > 24	4°	15

Fonte: ABREU, SOBRINHA, BRANDÃO (2017)

O manual de drenagem da cidade de São Paulo, destaca que em projetos de drenagem urbana são usualmente adotadas chuvas de 2 ou 3 horas, utilizando dentre outros métodos, o método de Huff para chuvas de 1° quartil (SÃO PAULO, 2012).

2.1.6. Método SCS - CN

O método SCS-CN é atualmente um dos mais utilizados para estimar o volume de escoamento superficial gerado em um evento chuvoso (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013), auxiliando no cálculo de vazões máximas para dimensionamento de infraestruturas hídricas. Isso se dá pela sua simplicidade de aplicação, tornando-o um método grandemente aceito (BABU e MISHRA, 2012). Apesar da sua simplicidade, o método considera aspectos determinantes da relação entre infiltração e escoamento superficial, como os tipos de solo e seus usos. Isso é relevante na simulação de cheias em zonas urbanas, nas quais coexistem, em uma mesma bacia, diferentes formas de ocupação do solo superficial.

O método fornece, através de um coeficiente CN, que varia de 0 a 100, sendo 100 um solo totalmente impermeável e 0 um solo altamente permeável (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013), além de informações sobre o tipo, uso e ocupação, estado da superfície e circunstâncias antecedentes de um escoamento, do solo da área de estudo (MISHRA e SINGH, 2003) e que são resumidos em dois coeficientes apresentados nas equações 5 e 6 (MOTA, 2016).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (5)$$

$$I_a = 0,2 * S \quad (6)$$

Onde,

S – Máxima infiltração acumulada potencial (mm)

CN – Parâmetro Curva-Número (adimensional)

Ia – Abstração inicial (mm)

O número CN representa a facilidade para geração de escoamento superficial em uma bacia. Assim, quanto maior seu valor, mais escoamento superficial é potencialmente gerado em detrimento da infiltração. O potencial máximo de retenção da área de contribuição, considera as perdas de escoamento sofridas pela infiltração na bacia hidrográfica, dessa forma, sendo inversamente proporcional ao valor de CN.

A abstração inicial, retrata as perdas sofridas devido a intercepções, confinamento em depressões e infiltração inicial, podendo ser indicada como a quantidade de chuva necessária para que se inicie o escoamento superficial.

Com esses dois índices calculados, é possível obter o valor da precipitação efetiva, ou seja, a quantidade da precipitação que realmente escoou pela superfície, sendo retratada pela equação 7.

$$P_{efacum} = \begin{cases} \frac{(P_{acum} - 0,2 * S)^2}{P_{acum} + 0,8 * S} & , P_{acum} > 0,2 * S \\ 0 & , P_{acum} \leq 0,2 * S \end{cases} \quad (7)$$

Onde,

P_{efacum} – Precipitação efetiva acumulada (mm)

2.2. Métodos Chuvas-Vazão

Quando há necessidade de dimensionar um canal ou mesmo verificar o funcionamento de estruturas hidráulicas, são necessários dados de precipitação para o dimensionamento do mesmo. Entretanto, o valor absoluto da precipitação não pode ser considerado para realizar o cálculo desejado, uma vez que nem toda a precipitação chega até o exutório de uma bacia (ou seção de controle desejada), e conseqüentemente ao canal ou estrutura que se deseja dimensionar ou verificar. Isso ocorre devido ao fato da precipitação sofrer com diversas interferências como a intercepção, retenção, infiltração, escoamento, evapotranspiração e possíveis armazenamentos. Além disso, a chuva apresenta uma distribuição temporal que influencia nas vazões decorrentes do escoamento superficial.

Dessa forma, é necessária a aplicação de métodos que possam transformar esses valores de precipitação em valores de vazão na seção de controle, podendo assim usar esse valor de vazão

para o dimensionamento ou verificação de estruturas hidráulicas, como sarjetas, bocas de lobo, galerias e canais de macrodrenagem, entre outras. Esses métodos ou modelos são chamados de “chuva-vazão”, pois estimam a vazão (em uma seção de controle), decorrente de uma chuva na sua bacia de contribuição.

2.2.1. Método Santa Bárbara

Segundo Oliveira (2019) para se realizar o dimensionamento hidráulico adequado de uma estrutura hidráulica como um canal, é necessário desenvolver um gráfico que correlacione tempo e vazão. Esse tipo de gráfico é chamado de hidrograma, onde verifica-se a distribuição temporal de uma vazão, gerada por uma precipitação em uma bacia (TOMAZ, 2012).

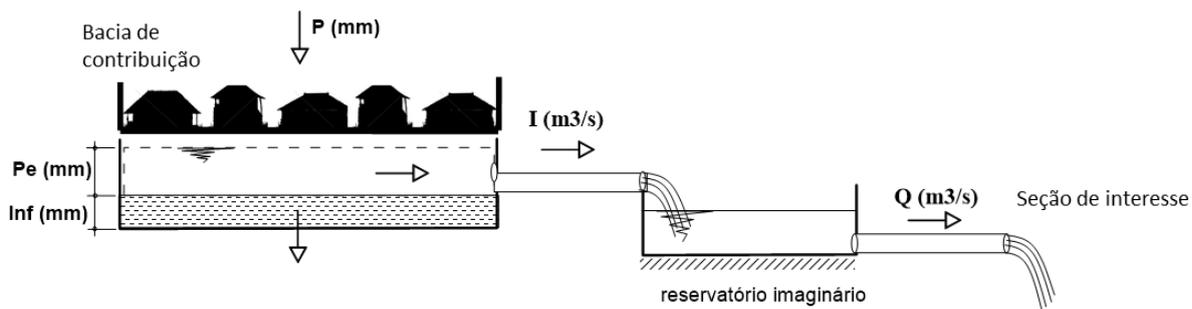
Dessa forma, surge a necessidade da utilização de métodos que consigam criar esse tipo de gráfico, utilizando-se de dados de precipitação que podem ser colhidos em campo ou em estações meteorológicas, ou de equações que busquem prever valores de intensidade de chuva. Os hidrogramas das seções de interesse (ou de controle) não dependem somente da chuva, mas também da bacia de contribuição. Nesse último, devem ser quantificados aspectos relacionados com a área, declividades, tipos de solos e uso dos solos.

Dentre os métodos utilizados, destaca-se o *Santa Barbara Urban Hydrograph Method* (SBUH), desenvolvido por Stubchaer, funcionário da Flood Control and Water Conservation District companhia responsável pelo controle de inundações e manejo de recursos hídricos do distrito de Santa Bárbara na Califórnia, em 1975 (OLIVEIRA, 2019). Ele é apresentado como um método simples de chuva-vazão (STUBCHAER, 1975) e que segundo Tomaz (2012), propicia a obtenção de um hidrograma, podendo assim gerar dados como vazão de pico e vazões em intervalos de tempo.

Para o seu desenvolvimento, o método considera um reservatório imaginário que tem por função representar os efeitos de translação e armazenamento temporário da água, ou seja, interpretar a parcela de chuva excedente que permanecerá na bacia por um determinado período de tempo (ALAMY et al., 2016), como demonstrado na Figura 4. Além disso, atribui-se que toda a precipitação que atinge uma área impermeável escoar, atingindo o sistema de drenagem.

Na Figura 4, P é a precipitação incidente sobre a bacia contribuinte a uma determinada seção de interesse de uma estrutura hidráulica. P_e e P_{inf} são, respectivamente, as parcelas de escoamento superficial e de infiltração gerados pela chuva. I é a vazão teórica de entrada no reservatório imaginário que modela a bacia e Q é a vazão verificada no exutório, ou seja, na seção de interesse.

Figura 4: Esquema das principais conversões do Método Santa Bárbara



Fonte: adaptado de Alamy et al. (2016)

Entretanto, para se obter a parte do escoamento superficial da área permeável, utiliza-se na maioria dos casos, o método curva número (CN), desenvolvido pelo *Soil Conservation Service* (SCS), do Departamento de Cultura dos Estados Unidos (TOMAZ, 2012; ZUFFO e LEME, 2005) e que se baseia em diversos parâmetros como tipo, uso e ocupação do solo para definir a sua capacidade de infiltração, e conseqüentemente o volume de escoamento superficial para um evento chuvoso na bacia.

Para isso, usa-se a metodologia do *Soil Conservation Service* (SCS), onde a infiltração consiste na diferença estimada entre a precipitação e a chuva efetiva.

Como já dito anteriormente, o método tem por objetivo desenvolver um hidrograma, ou seja, calcular a vazão para uma fração do tempo total de precipitação, logo, necessita-se de uma ação iterativa de cálculo (ALAMY et al., 2016; TOMAZ, 2012) que se inicia pelo cálculo da intensidade da chuva, que segundo Tucci (1997) pode ser obtida por equações IDF (Intensidade, Duração e Frequência), discutido no item 1.1.3. Outra alternativa, válida para problemas de verificação, é a imposição de chuvas históricas, registradas em estações meteorológicas próximas do local de estudo.

Em seguida, é obtido o valor da precipitação respectivo a cada intervalo de tempo, através da equação 8.

$$P = i * t_d \quad (8)$$

Onde,

P – Precipitação total (mm),

i – intensidade de precipitação (mm/h ou mm/min),

t_d – duração da chuva (h ou min)

Com o valor de precipitação obtido, realiza-se o cálculo do valor da precipitação acumulada, ou seja, a soma de todas as precipitações anteriores com a precipitação atual de um determinado intervalo de tempo, apresentado pela equação 9.

$$P_{acum} = P_{acum}^{t_d-1} + P^{t_d} \quad (9)$$

Onde,

P_{acum} – Precipitação acumulada (mm),

t – nível de tempo (adimensional). O nível t refere-se ao instante atual e $(t-1)$ refere-se ao instante imediatamente anterior. Analogamente $(t+1)$ refere-se ao instante imediatamente após ao atual.

Após o cálculo do valor de P_{acum} , através do método SCS, apresentado no item 1.1.4 é realizado o cálculo do potencial máximo de retenção da área de contribuição pela equação 3, ou seja, o quanto aquela respectiva área permeável tem capacidade de reter água e o cálculo da precipitação efetiva acumulada, onde será possível obter o valor de precipitação que realmente escoa superficialmente na bacia de estudo acumulada até aquele determinado período de tempo, através da equação 4 e suas considerações.

Imediatamente após o cálculo da P_{ef} , é obtido o valor da precipitação efetiva incremental, ou seja, o valor da precipitação correspondente a cada intervalo de tempo, através da equação 10.

$$P_{efinc} = P_{efacum}^{t_d} - P_{efacum}^{t_d-1} \quad (10)$$

Onde,

P_{efinc} – Precipitação efetiva incremental (mm)

Em seguida, é realizado o cálculo da intensidade da precipitação efetiva incremental usando a equação 11.

$$I_e = \frac{P_{efinc}}{td/60} \quad (11)$$

Onde,

I_e – Precipitação efetiva incremental (mm/h)

Também é obtido o valor da fração da área impermeável, retratada pela equação 12, onde é realizada uma relação entre a quantidade de área impermeável em relação à área total da bacia, para se calcular o valor da vazão de entrada no reservatório imaginário, apresentada pela equação 13.

$$d = \frac{A_{impermeável}}{A} \quad (12)$$

$$I_{td+\Delta t} = [(i_{td+\Delta t} * d * \frac{10^{-6}}{3,6}) + (i_e^{td+\Delta t} * \frac{10^{-6}}{3,6}) * (1 - d)] * (A * 10^6) \quad (13)$$

Onde,

d – Fração de área impermeável

$A_{impermeável}$ – Área da fração impermeável da bacia (km²)

A – Área total da bacia (km²)

I – Vazão do reservatório imaginário da bacia no início do tempo de discretização (m³/s)

Por fim, é realizado do cálculo do coeficiente de retardo, e vazão de saída do reservatório imaginário, demonstradas pelas equações 14 e 15.

$$K_r = \frac{\Delta t}{(2 * \frac{\Delta t}{c}) + \Delta t} \quad (14)$$

$$Q^{td+\Delta t} = Q^{td} + K_r(I^{td} + I^{td+\Delta t} - 2 * Q^{td}) \quad (15)$$

Onde,

K_r – Coeficiente de retardo (adimensional)

t_c – Tempo de concentração da bacia (aplicada na fórmula em segundos)

Δt – Intervalo de tempo discretizado (aplicada na fórmula em segundos)

Q – Vazão de saída do reservatório imaginário (m^3/s)

Sendo assim, segundo Rezende (2012), o método considera a bacia como um reservatório, onde ocorre a entrada de água, ocasionada pelo escoamento superficial, armazenamento temporário e a saída no exutório da bacia, podendo-se assim, obter o hidrograma e por consequência a vazão de projeto ou de verificação para determinada seção de uma estrutura hidráulica.

Vale salientar que, no âmbito da aplicação do Método Santa Bárbara na presente pesquisa, a seção de interesse (ou de controle) será correspondente ao ponto onde uma área contribuinte situada a montante descarrega água pluvial na entrada da área de interesse, delimitada como domínio de simulação.

2.2.2. Método Racional

Este é um modelo que foi muito utilizado para estimar valores de escoamento superficial na primeira metade do século XX (TERRA, 2021) e que segundo Collischonn e Dorneles (2013) permite estimar vazões máximas de bacias hidrográficas com base em dados de chuva.

O método é indicado para bacias pequenas. Entretanto, na literatura, não existe um consenso que estabeleça os intervalos de área para definir o tamanho da bacia entre pequena média e grande, sendo o valor de área discutido entre engenheiros, como demonstra a figura 5. Dessa forma, é considerável adotar o valor limite de 3 km^2 , uma vez que é o valor adotado pelas “Diretrizes básicas para projetos de drenagem no município de São Paulo”, que foi desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) em 1988 (TOMAZ, 2012). Note-se que, no contexto desta pesquisa, onde a bacia tem dimensão de lote, o Método Racional é aplicável.

Figura 5: Valores limites da fórmula racional

Autores	Área	
	(ha)	(km ²)
David H. Pilgrim e Ian Cordery (Austrália) Método probabilístico, 1993	de 2000 a 50.000	20 a 500
Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo (FCTH) 1998 (*)	300	3
Wanielista et al., 1997	20 a 40	0,2 a 0,4
Ven Te Chow	40 a 81	0,4 a 0,81
DAEE, 2005 para pequenas barragens	200	2
DAEE-Cetesb	até 100	1
Porto, 1995	até 300	3
Linsley et al.	40 a 486	0,4 a 4,86
Paulo Sampaio Wilken	até 500	5
Linsley e Franzini	até 500	5
Osman Akan, 1993	até 1300	13
Califórnia Hihgways	até 4.050	40,5
Otto Pfafstetter	até 20.000	200
ASCE, 1992	até 80	0,8
Debo e Reese, 1995	até 40	0,4
Regulamento do sul da Califórnia proíbe acima de oito hectares.	até 8	0,08
McCuen, 1998	Pequenas Bacias	

Fonte: Tomaz (2012)

Dessa forma, o método considera que a vazão é diretamente proporcional à intensidade de precipitação, à área da bacia e ao escoamento superficial da bacia, que é representado pelo coeficiente de *runoff* (C), que considera todas perdas do escoamento, como infiltração.

Dessa forma, pode-se montar a equação 16.

$$Q_{\text{máx}} = 0,278 * C * I * A \quad (16)$$

Onde,

C – Coeficiente de Runoff

I – Intensidade de precipitação (mm/h)

A – Área da bacia (km²)

Q_{máx} – Vazão máxima (m³/s)

Para obter as incógnitas C, I e A, e assim o valor da vazão máxima da bacia, segue-se o seguinte procedimento de cálculo:

- 1) Levantamento da área e dados da bacia
- 2) Cálculo do tempo de concentração, tratado no item 1.1.3

3) Estimativa do Coeficiente de Runoff

4) Cálculo da intensidade de precipitação, abordado no item 1.1.4

O coeficiente de Runoff (C), é utilizado para cálculos de vazão em eventos chuvosos. O coeficiente ainda pode ser obtido pela relação entre o volume do escoamento superficial e o volume precipitado de acordo com a equação 17 (JUNIOR, 2015; PRUSKI et al. 2003),

$$C = \frac{ES}{PT} \quad (17)$$

Onde,

C – Coeficiente de Runoff (adimensional)

ES – Volume do escoamento superficial (mm)

PT – Volume da precipitação (mm)

Entretanto a forma mais utilizada é através de valores tabelados com os apresentados no Quadro 3, com as recomendações do *Soil Conservation Service – USDA* (CARVALHO, 2009).

Quadro 3: Valores de C

Superfície	Valores de C
Centro da cidade densamente construído	0,70 a 0,95
Partes adjacentes ao centro com menor densidade	0,60 a 0,70
Áreas residenciais com poucas superfícies livres	0,50 a 0,60
Áreas residenciais com muitas superfícies livres	0,25 a 0,50
Subúrbios com alguma edificação	0,10 a 0,25
Matas, parques e campos de esportes	0,05 a 0,20

Fonte: Adaptado de Collischonn e Dornelles (2013)

2.3. Sarjetas

Segundo Silva et al. (2020), sarjetas podem ser definidas como sendo estruturas localizadas na vizinhança do meio-fio, sendo paralelas e longitudinais aos arruamentos, possuindo como principal papel, conduzir águas provenientes de precipitações para bocas-de-lobo.

Segundo Teixeira e Meneses Filho (2020), as sarjetas se destacam dentre as estruturas de microdrenagem, uma vez que além de não receberem, em muitos casos, a atenção correta em centros urbanos, elas são os primeiros objetos de contato com águas pluviais.

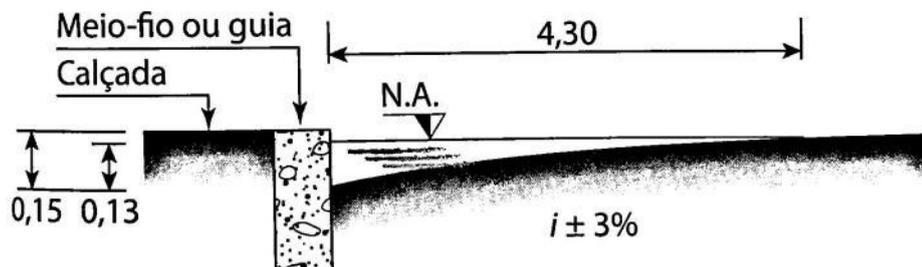
Em seu trabalho, Tomaz (2002) declara que a velocidade do escoamento nas sarjetas deve ser de 0,5 m/s a 3 m/s.

O caderno de encargos da cidade de Belo Horizonte relaciona alguns tipos de sarjetas, que são apresentadas a seguir (SUDECAP, 2020).

- Tipo A – Declividade transversal de 3%. Aplicada em vias que possuem altos valores de declividades longitudinais.
- Tipo B – Declividade transversal de 15%. Uso obrigatório em vias sanitárias.
- Tipo C - Declividade transversal de 25%. Uso obrigatório em vias sanitárias.

Existem diversas formas de se calcular a vazão das sarjetas. Uma das metodologias é apresentada por Netto e Fernandez (2015) onde considera-se a situação exposta na Figura 6.

Figura 6: Esquema de sarjeta



Fonte: Netto e Fernandez (2015)

Tendo-se essas considerações, o dimensionamento hidráulico, ou seja, a vazão máxima suportada pela sarjeta, deve ser obtida através da equação de Manning, descrita pela equação 18.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (18)$$

Onde, “Q” é vazão em m³/s; “A” a área molhada da seção em m²; “R” o raio hidráulico em metros, “S” a declividade da seção transversal da rua em m/m e “n” a rugosidade de Manning.

Por fim, deve-se aplicar um fator de redução, onde é considerado as obstruções nas sarjetas devido a sedimentos (NETTO e FERNÁNDEZ, 2015), apresentados no quadro 4.

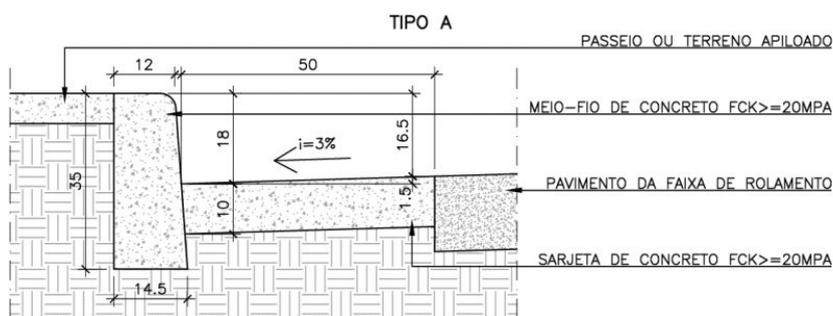
Quadro 4: Fatores de redução de vazão em sarjetas

Declividade longitudinal da sarjeta (%)	Fator de redução de vazão
Até 0,5	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10	0,20

Fonte: Netto e Fernandez (2015)

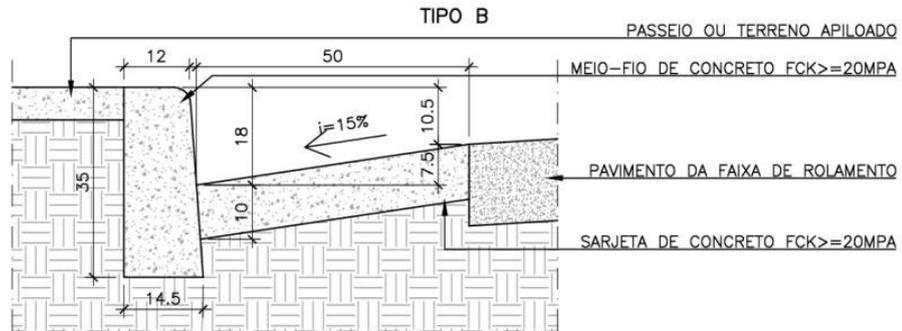
O caderno de encargos de Belo Horizonte também apresenta soluções para o uso das sarjetas, considerando sarjetas com 10 cm de espessura e 50 cm de largura, para cada tipo, como esquematizado nas imagens 7, 8 e 9 (SUDECAP,2020).

Figura 7: Sarjeta tipo A Sudecap



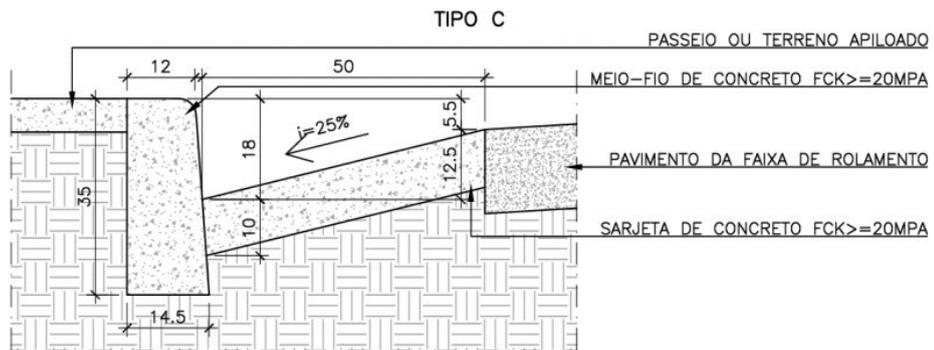
Fonte: SUDECAP (2002)

Figura 8: Sarjeta tipo B Sudecap



Fonte: SUDECAP (2002)

Figura 9: Sarjeta tipo C Sudecap

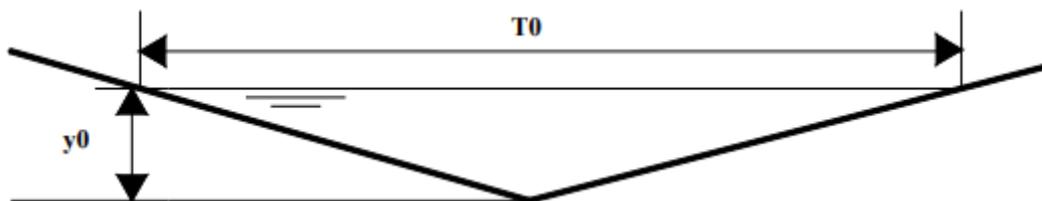


Fonte: SUDECAP (2002)

2.4. Sarjetões

Os sarjetões, cujo um possível tipo é apresentado na figura 10, são utilizados em cruzamentos de ruas e servem como um canal superficial de seção triangular para conduzir o fluxo do escoamento superficial advindo das sarjetas (WILKEN, 1978; PEREIRA et al., 2019).

Figura 10: Esquema de sarjetão

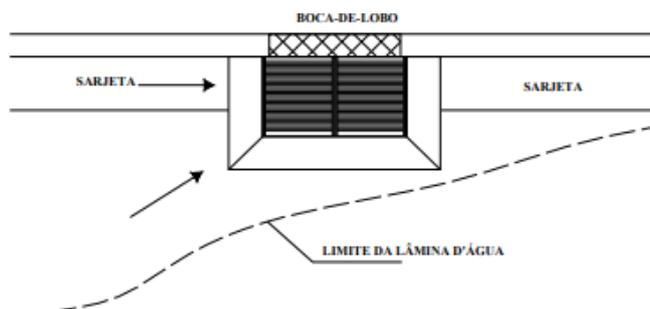


Fonte: Francischet (2012)

2.5. Bocas-de-lobo

As bocas-de-lobo são estruturas normalmente inseridas nas sarjetas das vias ou em calçadas, como mostrado pela Figura 11, com o objetivo de conduzir as águas veiculadas por elas para o sistema de galerias de drenagem subterrânea, inibindo a entrada de escoamentos nas vias, facilitando o transporte de águas pluviais para rios (DAEE/CETESB, 2012; COELHO e DE ARAÚJO LIMA, 2011).

Figura 11: Boca-de-lobo em planta



Fonte: Francischet (2012)

Dentre alguns tipos existentes, os principais tipos de boca-de-lobo são as simples, ou também chamada de “de guia”, com grelha, combinada e múltipla. Esses tipos ainda podem ser classificados por possuírem ou não um rebaixamento na sarjeta na região da boca-de-lobo, sendo classificadas como “com depressão” e “sem depressão” (DAEE/CETESB, 2012).

As simples ocorrem quando se há uma abertura vertical na guia, como na Figura 12. Esse tipo de boca-de-lobo possibilita uma maior passagem de água por elas por não obstruírem a passagem de detritos, entretanto, permitem que esses detritos alcancem os talvegues e cursos d’água (DE ARAÚJO LIMA, 2007).

Figura 12: Boca-de-lobo simples



Fonte: Coelho e De Araújo Lima (2011)

Um outro tipo muito comum de ser visto são as bocas-de-lobo com grelha, como ilustrado na Figura 13. Ela é constituída de uma abertura no corpo da sarjeta revestida por uma grelha que podem ser material metálico ou concreto na maioria das vezes. Diferentemente da boca-de-lobo simples, há nessa configuração a obstrução de detritos, o que ocasiona uma diminuição da sua

área útil, entretanto, apresenta uma maior proteção para cursos de água e talvegues (DE ARAÚJO LIMA, 2007).

Figura 13: Boca-de-lobo com grelha



Fonte: Coelho e De Araújo Lima (2011)

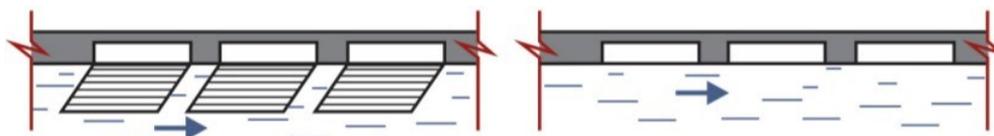
A boca-de-lobo combinada consiste em uma associação de bocas-de-lobo simples ou com grelhas, como exemplificado pela Figura 14. Por fim, as bocas-de-lobo múltiplas apresentam um conjunto de várias bocas-de-lobo, podendo ser elas simples ou com grelhas, como demonstrado na Figura 15.

Figura 14: Boca-de-lobo combinada



Fonte: Coelho e De Araújo Lima (2011)

Figura 15: Boca-de-lobo múltipla



Fonte: DAEE/CETESB, 2012

2.6. Modelos hidrodinâmicos

Modelo é a representação matemática de um objeto ou sistema, com o intuito de compreendê-lo, e utilizado para solucionar distintos problemas. Dessa forma, é possível representar o comportamento de bacias hidrográficas, permitindo o estudo de condições diferentes das observadas (TUCCI, 1998).

De acordo com Ferioli (2020), eles podem se apresentar de diversas formas e maneiras, podendo ser analíticos, onde equações determinísticas, estocásticas ou empíricas são formadas para quantificar os fenômenos; físicos, maquetes ou protótipos; e numéricos, também conhecidos

como computacionais, onde são usadas resoluções numéricas para solução de equações mais complexas (POPESCU, 2014).

Existem diversos modelos que são utilizados atualmente, entretanto cada um apresenta suas especificidades uma vez que podem ser mais indicados para uso em estudos hidrológicos, hidráulicos, para bacias rurais, bacias urbanas entre outros fatores. Dessa maneira, para a escolha de um determinado modelo, deve-se estudar qual a finalidade da pesquisa, a viabilidade de uso de *software* entre outros aspectos, para que assim seja possível determinar qual é o modelo mais indicado para o estudo.

Em muitos casos, são utilizados modelos hidrológicos em conjunto com modelos hidrodinâmicos, já que os modelos hidrológicos podem realizar a transformação de precipitação em vazão, procedimento muito importante para modelos hidrodinâmicos, sendo um dos seus dados de entrada (DA SILVA et al., 2007).

Muitos modelos hidráulicos se baseiam na resolução simultânea da equação da Continuidade, que representa o princípio de conservação de massa e das equações de quantidade de movimento ou dinâmicas, que em conjunto são chamadas de equações de Saint Venant.

De acordo com Baptista et al. (2003), os modelos que utilizam essas equações podem ser divididos em três tipos, sendo eles, “Modelos de armazenamento”, “Modelos Hidrodinâmicos Simplificados” e “Modelos Hidrodinâmicos Completos”.

Os “Modelos de armazenamento” são aqueles onde apenas a lei de conservação da massa, dada pela equação da Continuidade, é considerada para a modelagem de canais. Em contrapartida, os “Modelos Hidrodinâmicos Simplificados” utilizam em conjunto a equação da Continuidade e alguns termos da equação da quantidade de movimento, ou também chamada “equação dinâmica”. Por fim têm-se os “Modelos Hidrodinâmicos Completos” onde todos os termos da equação dinâmica são utilizados em conjunto com a equação da Continuidade. Esse último apresenta uma maior complexidade para a sua solução, sendo assim necessário o uso de soluções numéricas para o seu desenvolvimento (BAPTISTA et al., 2003). Essas soluções numéricas são sistematizadas por uma variedade de programas comerciais, muitos de uso livre.

Dessa forma, seguem alguns modelos computacionais mais aplicados na atualidade e que utilizam as equações de Saint Venant.

2.6.1. SWMM

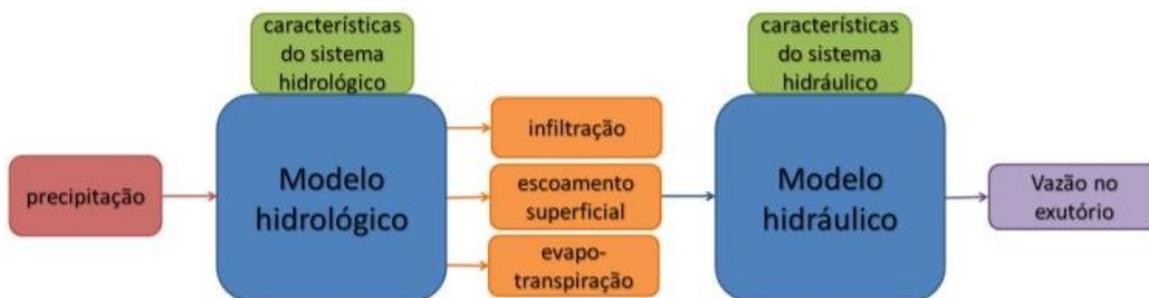
O SWMM (STORM WATER MANAGEMENT MODEL), foi criado em 1971 pela USA EPA (U.S Environmental Protection Agency) com o intuito de atuar na gestão de águas pluviais em simulações dos processos hidrológicos em uma bacia (LENHS, 2012).

Trata-se de um *software* de código fonte aberto, onde o seu algoritmo vem sendo atualizado constantemente por pesquisadores, podendo realizar simulações temporais discretas e distribuídas (FORMIGA, 2016)

De acordo com Shinma (2015), o modelo é descrito como um modelo hidráulico-hidrológico, seguindo o exemplo da Figura 16.

Como dados de entrada, podem-se ter informações de precipitação e características do sistema em questão. Como resultados de saída destacam-se vazões e cargas de poluentes (SHINMA, 2015).

Figura 16: Representação genérica de um modelo hidráulico-hidrológico



Fonte: SHINMA, 2015

2.6.2. Mike 11

De acordo com Fiedler (2020) e com Lucas et al. (2010), o modelo Mike 11 é um sistema de modelagem 1D criado pela DHI (Danish Hydraulic Institute) e pode ser utilizado para simular as variações tanto de fluxo quanto de nível de água em rios ou outros corpos hídricos superficiais, devido a precipitações em bacias hidrográficas, assim como as entradas e saídas através de condições de contorno do canal.

O modelo é indicado para simulações de curto período de tempo e em cenários onde não é necessário um alto grau de detalhamento de padrões de fluxos ao longo da profundidade ou que apresentem estruturas complexas (FIEDLER, 2020).

Além disso, é capaz de efetuar cálculos hidrodinâmicos e propiciar estudos de previsão contra inundações, permitindo a inserção de estruturas físicas como pontes e barragens (TAVARES,2016)

É interessante salientar que a etapa hidrológica da simulação a vazão simulada na bacia não precisa ser necessariamente calculada dentro do *software*, podendo assim ser usada como fluxo lateral de entrada (LUCAS et al., 2010)

2.6.3. HEC-RAS

O HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Centers River Analysis System*) é um *software* produzido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América (*US Army Corps of Engineers*), que possui domínio público e permite ao usuário criar simulações unidimensionais e bidimensionais de escoamentos (DECINA, 2012; FASSONI DE ANDRADE, 2020), através da solução das equações de Saint Venant, podendo ter diversas aplicações com estudos envolvendo escoamento permanentes e não permanentes, transporte de sedimento e análise de qualidade da água, entre outros (USACE, 2010).

Segundo Leitão (2018), o modelo hidrodinâmico 2D possui ainda diversas aplicabilidades como modelagem 2D de canais, rompimento de barragens, regimes mistos, estudos de planícies de inundação entre outras.

Com enfoque no estudo de previsão de áreas inundáveis, há um grande número de estudos que comprovam a eficiência do uso em conjunto de ferramentas SIG e modelos hidrodinâmicos, para simulações de inundações (CALÇADA et al., 2004; KNEBL et al., 2005; BOUNDS e GALI, 2010; OLIVEIRA e GUANELLI, 2011; SURIYA e MUDGAL, 2012, DECINA, 2012; DA FONSECA NETO et al., 2020, FASSONI DE ANDRADE, 2020, MENDES et al., 2022). Para tanto, é criado um MDT (Modelo Digital de Terreno) georreferenciado em plataformas SIG e exportado para o HEC-RAS onde é possível realizar as simulações desejadas, através de dados de entradas como geometria do canal, vazões afluentes, coeficientes de Manning entre outros aspectos.

2.7. Modelo matemático de escoamento em condutos livres

Os escoamentos podem ser estudados e representados de forma matemática, considerando quatro dimensões, sendo três físicas e uma temporal (FAN, PONTES e PAIVA, 2014; MARWELL, 2009). Entretanto, devido à complexidade em trabalhar com todas as dimensões, simplificações são realizadas a fim de realizar cálculos menos complexos (MARWELL, 2009). Segundo Chow et al. (1998), quando se trata de escoamento em rios, onde a dimensão mais preponderante é a longitudinal, podem-se adotar modelos unidimensionais para representar seu comportamento. Quando as dimensões transversais são relevantes, como margens distantes ou planícies de inundação, por exemplo, os modelos 2D são recomendados. É este o caso do

presente trabalho, cujo objetivo é verificar inundações em vias públicas decorrentes das vazões descarregadas a partir dos lotes adjacentes. Fisicamente, a propagação no sistema sarjeta-via ocorre na forma de conduto livre com regime não permanente. Nesse caso, para cálculo das profundidades e velocidades, podem-se utilizar equações: a equação da Continuidade e as equações de quantidade de movimento.

Para isso, devido à complexidade das equações, são utilizadas soluções numéricas, que segundo Marwell (2009) podem ser definidas como uma solução matemática que descreve um fenômeno em pontos definidos a partir de uma discretização do domínio de solução. Como o processo de cálculo requer discretização espacial e temporal, são realizadas muitas operações iterativas, de forma que a viabilidade dessa aplicação está condicionada à utilização de um modelo computacional.

A seguir são descritos os aspectos matemáticos das equações governantes do escoamento em regime transiente e variado em conduto livre.

As equações modelam um escoamento integrado ao longo da profundidade do corpo de água (modelo 2DH), o que é típico de corpos de águas cuja largura é bem maior do que a profundidade. É esse o caso verificado nas inundações de vias. Dessa forma, em termos de hidrodinâmica, as variáveis dependentes básicas a serem estimadas referem-se à profundidade (h) e às componentes médias de velocidade ao longo da vertical (u e v). A partir da estimativa dessas variáveis, outras grandezas como tensões cisalhantes no fundo e na superfície livre, além de tensões turbulentas entre fluido e fluido poderão ser quantificadas. Os fundamentos físicos deste modelo remetem-se à equação da continuidade (elaborada a partir do princípio de Conservação de Massa) e às equações de quantidade de movimento, que podem ser atreladas à direções horizontais e verticais, ambas promediadas ao longo da profundidade do corpo hídrico e representadas pelas equações 19, 20 e 21, respectivamente.

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(h \cdot u)}{\partial x} + \frac{\partial(h \cdot v)}{\partial y} = 0 \quad (19)$$

$$\frac{\partial(h \cdot u)}{\partial t} + \frac{\partial(h \cdot u \cdot u)}{\partial x} + \frac{\partial(h \cdot v \cdot u)}{\partial y} = -g \cdot h \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(h \cdot v \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \cdot v \cdot \frac{\partial u}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{Bx}}{\rho} + \frac{\tau_{wx}}{\rho} + f \cdot h \cdot v \quad (20)$$

$$\frac{\partial(h \cdot v)}{\partial t} + \frac{\partial(h \cdot u \cdot v)}{\partial x} + \frac{\partial(h \cdot v \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(h \cdot v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \cdot v \cdot \frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{By}}{\rho} + \frac{\tau_{wy}}{\rho} - f \cdot h \cdot u \quad (21)$$

Nas equações (19) a (21) definem-se:

- ζ = cota da superfície livre [L];
- h = profundidade do corpo hídrico [L];
- u, v = componentes das velocidades promediadas ao longo da profundidade, nas direções x e y respectivamente [LT^{-1}];
- x, y = coordenadas no plano horizontal [L];
- t = tempo [T];
- ν_t = viscosidade turbulenta [$L^2 T^{-1}$];
- τ_{Bx}, τ_{By} = tensões cisalhantes no fundo do corpo hídrico [$ML^{-1}T^{-2}$];
- τ_{wx}, τ_{wy} = tensões cisalhantes na superfície livre, causadas pelo vento [$ML^{-1}T^{-2}$];
- ρ = massa específica da água [ML^{-3}];
- g = aceleração da gravidade [LT^{-2}];
- $f = 2\omega \cdot \text{sen}\Phi$ = parâmetro de Coriolis;
- $\omega = 0,000073$ rad/s = velocidade angular da Terra;
- Φ = latitude local.

A representação de forças de inércia, como o parâmetro de Coriolis, pode ser desprezada para massas de água de pequeno volume, como se observa no presente estudo. Todavia, recomenda-se aplicar esse termo em grandes estuários e baías, por exemplo.

As equações de quantidade de movimento levam em conta os efeitos do cisalhamento entre o escoamento e o fundo, entre o vento e a superfície livre, além das tensões turbulentas entre massas de fluido, com o uso do termo viscosidade turbulenta.

As tensões de cisalhamento no fundo podem ser calculadas como:

$$\tau_{Bx} = \rho \cdot \frac{g}{C_h^2} \cdot u \cdot \sqrt{u^2 + v^2} \quad (22)$$

$$\tau_{By} = \rho \cdot \frac{g}{C_h^2} \cdot v \cdot \sqrt{u^2 + v^2} \quad (23)$$

$$C_h = h^{1/6} / n_B \quad (24)$$

Na equação (24), C_h representa o coeficiente de Chézy e n_B representa o coeficiente de rugosidade de Manning, que é relacionável com a rugosidade absoluta equivalente do fundo do corpo hídrico (ϵ) como:

$$C_h = 18 \cdot \log\left(6 \cdot h / \epsilon\right) \quad (25)$$

O quadro 5, extraído de Rosman (2001), fornece valores típicos de rugosidades equivalentes de fundo.

Quadro 5: Valores médios de rugosidade equivalente de fundo (ϵ)

Terreno ou leito de terra	
Leito com transporte de sedimentos	0,007 m a 0,050 m
Leito com vegetação	0,05 m a 0,15 m
Leito com obstáculos	0,15 m a 0,40 m
Fundo de pedra ou rochoso	
Fundo de alvenaria	0,0003 m a 0,001 m
Fundo de pedra lisa	0,001 m a 0,003 m
Fundo com pedregulho	0,007 m a 0,015 m
Fundo com pedras médias	0,015 m a 0,040 m
Fundo com pedras	0,04 m a 0,10 m
Fundo com rochas	0,10 m a 0,20 m

Fonte: Rosman (2001)

As tensões cisalhantes na superfície livre, decorrentes da atuação do vento, podem ser calculadas como:

$$\tau_{wx} = \rho_{ar} \cdot C_D \cdot w_x \cdot \sqrt{w_x^2 + w_y^2} \quad (26)$$

$$\tau_{W_y} = \rho_{ar} \cdot C_D \cdot W_y \cdot \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (27)$$

Nas equações 26 a 27, ρ_{ar} é a massa específica do ar, C_D é o coeficiente de arrasto causado pelo vento, W_x e W_y as componentes horizontais de velocidade do vento. Em trabalhos científicos que lidam com velocidade do vento, é comum que esta seja tomada a dez metros acima da superfície livre. O coeficiente de arrasto pode ser estimado de acordo com algumas fórmulas empíricas (BERMÚDEZ et al., 1991; WU, 1982; SMITH e BANKE, 1975)

$$C_D = \left(0,75 + 0,067 \cdot \sqrt{W_x^2 + W_y^2}\right) \times 10^{-3} \quad (28)$$

$$C_D = \left(0,80 + 0,065 \cdot \sqrt{W_x^2 + W_y^2}\right) \times 10^{-3} \quad (29)$$

$$C_D = \left(0,63 + 0,066 \cdot \sqrt{W_x^2 + W_y^2}\right) \times 10^{-3} \text{ para } \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \leq 30 \text{ m/s} \quad (30)$$

$$C_D = 0,26 \times 10^{-3} \text{ para } \sqrt{W_x^2 + W_y^2} > 30 \text{ m/s} \quad (31)$$

As tensões de cisalhamento entre massas de fluido são calculadas partindo do princípio de sua proporcionalidade com os gradientes de velocidades médias. Esta aproximação difusiva, a chamada hipótese de Boussinesq, introduz o parâmetro viscosidade turbulenta ($\bar{\tau}$) como coeficiente de proporcionalidade, de forma que as tensões turbulentas podem ser calculadas como:

$$\bar{\tau}_{xx} = \nu_t \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (32)$$

$$\bar{\tau}_{xy} = \nu_t \cdot \frac{\partial u}{\partial y} \quad (33)$$

$$\bar{\tau}_{yy} = \nu_t \cdot \frac{\partial v}{\partial y} \quad (34)$$

$$\tau_{yx} = \nu_t \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \quad (35)$$

A viscosidade turbulenta é estimada por modelos de turbulência. De uma maneira geral, este fator pode ser relacionado com a profundidade do escoamento e com a velocidade de cisalhamento. No presente modelo, serão adotadas relações como estas, de forma que a viscosidade turbulenta, promediada ao longo da profundidade, possa ser estimada como:

$$\nu_t = S_e \cdot \frac{\kappa}{6} \cdot h \cdot u_* \quad (36)$$

Na equação 36, S_e é um parâmetro de calibragem, estimado entre 0,25 a 4; κ é a constante de von Kármán, cujo valor usual é de 0,404; e u_* é a velocidade de cisalhamento, calculada como:

$$u_* = \frac{\sqrt{g}}{C_h} \cdot \sqrt{u^2 + v^2} \quad (37)$$

No presente estudo, a solução dessas equações ocorrerá pelo programa HEC-RAS, na versão bidimensional 6.4.

2.8. Estudos relacionados com alagamentos em vias urbanas

Uma das alternativas para combater eventos de alagamentos e inundações, relacionados a ações humanas, consiste na utilização conjunta de modelos hidrológicos e hidráulicos. Essa abordagem possibilita a previsão das áreas suscetíveis a inundações, correlacionando-as com eventos de precipitação, tornando-se uma ferramenta valiosa para o planejamento urbano. Dessa forma, destaca-se a importância dos estudos de modelos hidrológicos e hidráulicos na prevenção de eventos de alagamentos e inundações.

No estudo realizado por Urbani, Graciosa e Valverde (2023), foi apresentada uma metodologia de modelagem hidrológica-hidráulica com o propósito de demarcar manchas de inundação na Bacia do Córrego do Ipiranga, através dos modelos HEC-HMS 4.2 e HEC-RAS 6.1. O trabalho visou quantificar o número de imóveis atingidos por um evento de inundação na região

estudada, para diferentes tempos de retorno, sendo utilizados os valores de 10, 25 e 100 anos para as simulações.

Ao final das simulações, foram obtidos os valores de 2032, 2327 e 3835 imóveis atingidos para 10, 25 e 100 anos de período de retorno, respectivamente. Além disso, segundo os autores, foi possível concluir que analisar de maneira isolada apenas as residências sujeitas à inundação, nota-se que as de padrão baixo e popular são as mais afetadas, mostrando a necessidade da implementação de soluções com objetivo de reduzir os prejuízos gerados à parcela com menor poder aquisitivo que reside na bacia do Córrego do Ipiranga, em eventos de inundações.

Satriagasa, Tongdeenok e Kaewjampa (2023) conduziram uma pesquisa com o objetivo de analisar o impacto das mudanças climáticas no comportamento de eventos de inundações em bacias hidrográficas, utilizando uma abordagem que combinou modelos hidrológicos e hidráulicos. O estudo teve como foco a bacia hidrográfica superior de Nan, localizada na Tailândia, e empregou o modelo CMIP5 (Coupled Model Intercomparison Project Phase 5) em conjunto com os modelos SWAT e HEC-RAS para investigar a evolução das mudanças climáticas nessa região e os seus respectivos impactos em relação a áreas inundadas.

De acordo com o estudo, foi possível prever o comportamento das precipitações médias na região para anos subsequentes. Conforme apontado pelos autores, a região estudada tende a se tornar mais úmida tanto nas estações secas quanto nas estações chuvosas, o que por sua vez pode gerar um aumento de até 84% para estações secas e até 11% para estações chuvosas. Os resultados indicam também um possível aumento nas áreas inundadas na região, dependendo da localidade (SATRIAGASA, TONGDEENOK E KAEWJAMPA; 2023).

Já Silva et al. (2023), apresentam um estudo comparativo para demarcação de áreas suscetíveis a inundações para diferentes MDT's (Modelos Digital de Terreno), sendo o primeiro com resolução espacial de 5 m e o segundo com o valor de 0,5 m, variando o intervalo de cálculo entre 1, 15, 30 e 60 segundos, para a cidade de São Caetano do Sul.

Após a análise, foi possível observar que para mesmo com resoluções diferentes dos MDT's, as simulações apresentaram áreas de inundação semelhantes para os quatro intervalos de simulação propostos. Entretanto, o tempo de processamento sofreu uma ampla oscilação, variando de 17 minutos até mais 21 horas.

Por fim, os autores concluem que a resolução espacial do MDT não necessariamente irá entregar resultados mais precisos, ficando a cargo do tipo de levantamento a precisão que o modelo possuirá (SILVA et al., 2023).

No estudo realizado por Bruno (2021), foi empregada uma abordagem integrada entre o modelo hidrológico HEC-HMS e o modelo hidráulico HEC-RAS. O objetivo era simular eventos de chuva relacionados a fenômenos de inundação em uma pequena bacia urbana localizada na cidade de Campo Grande, Mato Grosso do Sul.

A proposta do trabalho consistiu na elaboração de diversos mapas de risco, abordando vários cenários de inundação baseados em chuvas sintéticas para diferentes tempos de retorno. Esses mapas de risco serviriam como base para uma análise do impacto econômico desses eventos chuvosos, utilizando equações baseadas na literatura. Além disso, o estudo também teve como objetivo verificar a efetividade das medidas de proteção já existentes contra inundações na região em questão.

Foi possível concluir que a área estudada, que é propensa a eventos de inundações há mais de 50 anos, apresenta medidas não eficientes para solucionar os problemas de enchentes. Entretanto, dentre as medidas adotadas, as que mais geraram impacto positivo foram as barragens de contenção.

Também foi possível determinar que a bacia estudada pode gerar prejuízos estimados em cerca de 479 mil dólares para uma chuva com um período de retorno de 100 anos. Todavia, para um período de retorno de 5 anos e implementação de medidas de contenção, observou-se uma diminuição significativa dos prejuízos em aproximadamente 27,4%.

Falcetta e Corsi (2017) realizam um estudo de caso, comparando o uso de dados topográficos do Instituto Geográfico e Cartográfico de Estado de São Paulo e da SRTM, na criação de manchas de inundação, utilizando também de forma conjunta os modelos HEC-HMS e HEC-RAS, para um evento chuvoso de 500 anos de período de retorno ocorrido na cidade de Lençóis Paulista em São Paulo.

Os resultados demonstraram uma ampla aplicabilidade dos modelos HEC-HMS e HEC-RAS quando integrados a SIGs (Sistemas de Informações Geográficas) na elaboração de mapas de áreas inundadas. Adicionalmente, foi possível verificar o bom desempenho dos dados topográficos fornecidos pelo Instituto Geográfico e Cartográfico do Estado de São Paulo (IGC).

Para uma primeira estimativa, os dados da SRTM também se mostraram adequados e utilizáveis.

Já Iroume et al. (2022) também realizam um estudo de caso, entretanto utilizando uma modelagem 2D através do software HEC-RAS 6.0. O cenário analisado foi um evento extremo de inundação que ocorreu no bairro Maképé Missoké, localizado na cidade de Duala, em Camarões, no mês de agosto de 2020.

O objetivo principal da pesquisa era delimitar a mancha de inundação do evento e fornecer como componentes, a profundidade e velocidade da água assim como a classificação de riscos associados a inundação e determinar o tempo de concentração e duração da chuva.

Os resultados obtidos com o uso do modelo 2D foram considerados satisfatórios, uma vez que foi possível representar adequadamente o evento chuvoso de inundação estudado, já que os valores simulados de profundidade e picos de vazão apresentaram concordância com os valores observados na realidade. Além disso, as velocidades da água obtidas por meio da modelagem mostraram que há um potencial significativo para a deposição de sedimentos durante o evento de inundação em estruturas hidráulicas da área.

No estudo conduzido por Khalaj e Dastranj (2021), foi empregada uma abordagem que envolveu a utilização do modelo SWMM (Storm Water Management Model) em conjunto com o modelo HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System). O objetivo do trabalho era simular escoamentos urbanos, considerando a capacidade de integração entre os dois modelos para a confecção de mapeamentos das zonas de inundação. Além disso, a pesquisa também se propôs a realizar um mapeamento de risco, utilizando a metodologia AHP (Analytic Hierarchy Process) com o suporte de SIG (Sistema de Informação Geográfica).

Os resultados obtidos na pesquisa revelaram que o SWMM demonstrou uma boa integração com outros modelos, o que fortalece sua aplicabilidade em análises hidrológicas e simulações em ambientes urbanos. Entre os parâmetros analisados, a fração impermeável do solo apresentou grande influência sobre os picos de vazão gerados.

Em relação ao uso do HEC-RAS, embora tenha apresentado resultados satisfatórios na formação das manchas de inundação, os autores destacam que o modelo possui uma limitação importante, ao não considerar a inundação de sistemas de drenagem subterrâneos na área de estudo (KHALAJ E DASTRANJ, 2021)

A metodologia AHP apontou que os fatores mais críticos responsáveis pelas inundações eram a distância até o canal, a inclinação do relevo e a inclinação do canal principal.

O estudo mostrou ainda que para TR de 5 anos, o sistema de drenagem apresentou poucos problemas, diferente de períodos de retorno de 25 e 50 anos, onde houve sérios desafios a serem enfrentados pelo sistema de drenagem.

Reis e Schmidt (2017) abordam uma metodologia de pesquisa comparando o modelo hidráulico HEC-RAS com um algoritmo inserido no programa GRASS, com o objetivo de avaliar o desempenho de ambos na geração de zonas inundáveis na bacia do Córrego Rangel, localizado em Patrocínio-MG, para uma chuva com período de retorno de 50 anos.

Após a realização das simulações, foi observado que o modelo HEC-RAS se restringia apenas às margens do canal estudado, enquanto o GRASS oferecia uma visão mais abrangente e detalhada do comportamento de toda a bacia hidrográfica, incluindo informações sobre a configuração da nascente da bacia, entre outros detalhes.

Apesar dessa diferença nos mapas gerados pelos modelos, ambos foram capazes de simular as zonas alagáveis na bacia do Córrego Rangel, o que os autores consideraram de extrema importância para o planejamento urbano (REIS e SCHMIDT, 2017).

Winter (2018) também estuda a simulação de zonas de inundações utilizando o software HEC-RAS para o trecho do Córrego Santa Terezinha, localizado em Pato Branco-PR. As simulações foram realizadas para dois cenários distintos. No primeiro cenário, a simulação foi baseada em uma imagem de satélite obtida através do software AutoCAD Civil 3D. Já para o segundo cenário, o estudo considerou uma situação hipotética onde todas as áreas com potencial de urbanização, previstas pelo Plano Diretor Municipal, foram completamente urbanizadas.

De forma geral, o estudo de Winter (2018) evidenciou diferenças significativas nas vazões de pico e nas áreas inundadas ao comparar os dois cenários analisados.

Como medida alternativa para combater as inundações na região do trecho canalizado, o autor recomenda a ampliação do Lago do Bairro Santa Terezinha. A ampliação sugerida consiste em aumentar a capacidade do lago de 245.309,09 m³ para 258.900 m³ no primeiro cenário e 482.400m³ no segundo cenário, para um evento com período de retorno de 100 anos.

O autor também recomenda a utilização de técnicas compensatórias, como trincheiras e valas de infiltração, bem como que os estudos de inundação sejam incluídos nas revisões do Plano Diretor Municipal de Pato Branco.

Nota-se que diversas pesquisas já foram realizadas buscando estudar o comportamento de inundações utilizando o software HEC-RAS. Entretanto, estudos relacionados a alagamentos decorrentes do transbordamentos de sarjetas, ainda é uma área a ser explorada, justificando novamente a metodologia aplicada neste trabalho.

3. METODOLOGIA

A simulação de inundações em vias públicas está baseada no acoplamento da modelagem hidrológica com a modelagem hidráulica. Na primeira etapa, foi construído um modelo codificado em VBA para simular transformações chuva-vazão, gerando hidrogramas que auxiliam na determinação das vazões provenientes das áreas adjacentes contribuintes à área de estudo e das vazões lançadas nas sarjetas, a partir dos lotes. Na segunda etapa, foi utilizado o programa HEC-RAS 6.4 para realizar a simulação bidimensional da propagação da cheia no sistema sarjeta-via pública, de maneira a estimar as profundidades das lâminas de água e assim identificar zonas alagáveis e zonas de maior velocidade do escoamento sobre o pavimento.

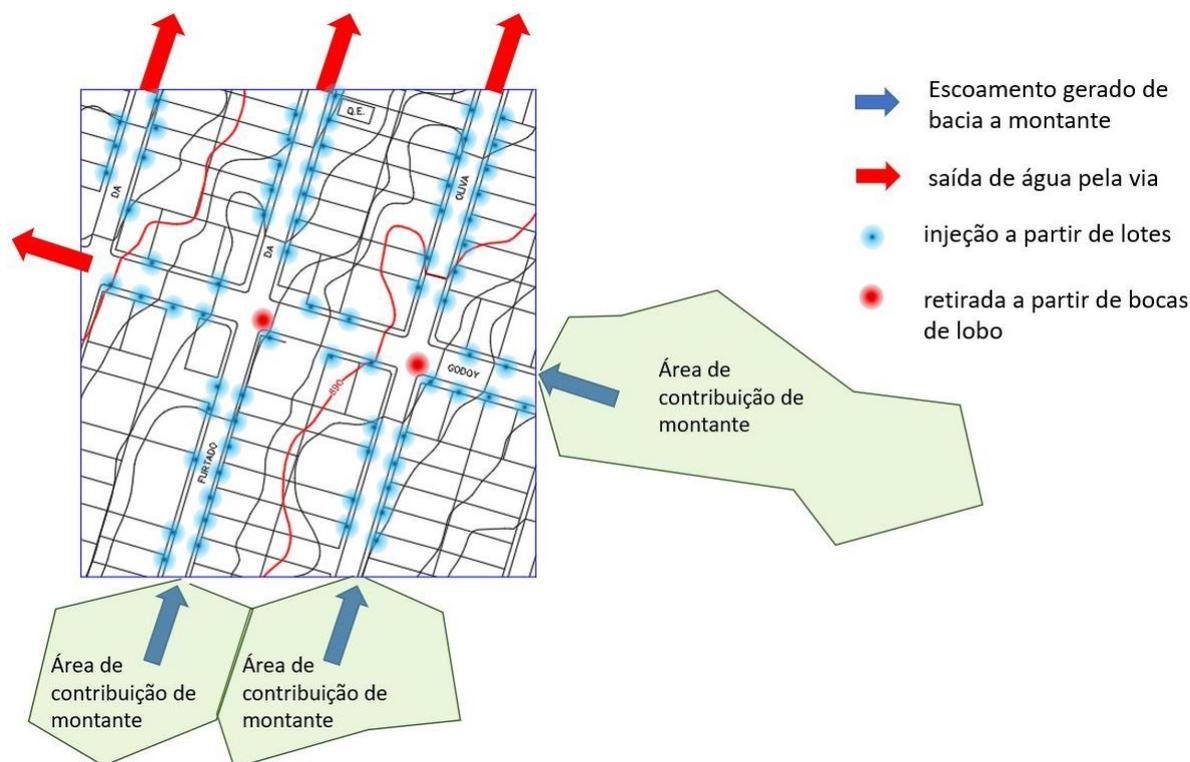
Devido às limitações encontradas no modelo utilizado na etapa do estudo hidráulico, a metodologia desenvolvida apresenta variações para cenários onde pretende-se estudar ou não, o impacto da instalação de bocas-de-lobo.

Neste item são apresentados os principais aspectos metodológicos que compõem os modelos hidrológicos e hidráulicos trabalhados.

3.1. Área de estudo

A metodologia analisada neste trabalho é genérica. Isso significa que pode ser aplicada para qualquer lugar, seja um conjunto de ruas, um loteamento, um bairro ou uma cidade. A grande diferença vinculada à ampliação da área estudada é o aumento expressivo das condições de contorno de entrada. Assim, cada lote descarregará um hidrograma na sarjeta fronteira. O aumento da área acarretará em maior número de lotes e, conseqüentemente, em um maior número de hidrogramas a serem simulados pelo modelo computacional que tratará da parte hidrológica do problema. Ou seja, mais transformações chuva-vazão precisam ser feitas. Isso trará conseqüências na alimentação do modelo hidráulico (programa HEC-RAS 6.4), uma vez que aumentará a quantidade de condições de contorno a serem impostas. A Figura 17 apresenta, esquematicamente, uma zona de estudo hipotética, identificando as principais condições de contorno a serem impostas pela modelagem.

Figura 17: Esquema de domínio 2D com as principais condições de contorno do modelo



Fonte: Autor (2023)

A área escolhida para estudo consiste em uma fatia de 358.657,28 m² do bairro Santa Mônica localizado no município de Uberlândia-MG, englobando 24 quadras e 478 lotes. O referido bairro é um dos mais populosos da cidade, porém sua extensa faixa de vias conta com uma baixa cobertura de galerias e bocas de lobo. O reflexo disso são alagamentos recorrentes nas vias públicas, com posterior deterioração do pavimento, o que justifica a escolha dessa região para aplicação da metodologia aqui proposta.

As características do local como, declividade, área, perímetro e altitudes foram obtidas através de um levantamento planialtimétrico da cidade de Uberlândia contendo curvas de nível espaçadas de 1m, como pode ser observado na Figura 18. Nessa Figura, as linhas em vermelho representam curvas de nível espaçadas de 5 em 5 m, todavia, o mapa original contempla desníveis verticais de 1 m.

De acordo com Francischet (2012), a equação IDF para o município de Uberlândia, pode ser descrita pela equação 38.

$$i = \frac{35,576 * T_r^{0,179}}{(t + 16)^{0,879}} \quad (38)$$

Onde,

i – intensidade da chuva (mm/min)

Tr – Período de retorno (anos)

t – Tempo de duração da chuva (min)

A altura pluviométrica total pode ser obtida pelo produto da intensidade de precipitação pelo tempo de duração da chuva. Equações IDF normalmente são utilizadas para dimensionamento, haja vista que, ao serem obtidas a partir de precipitações máximas históricas, normalmente geram alturas pluviométricas grandes. Assim, as estruturas hidráulicas são dimensionadas a favor da segurança. Em problemas de verificação do funcionamento hidráulico, também podem ser utilizados registros históricos de eventos danosos à região analisada. No caso do programa construído neste trabalho, optou-se pelo uso das equações IDF, o que permite relacionar alagamentos em vias públicas com diferentes tempos de recorrência, auxiliando na locação e dimensionamento de bocas de lobo no local.

3.2.2. Hietogramas

Na concepção do programa que trabalhará com a transformação chuva-vazão nos lotes, para a introdução do cenário de precipitação, foi desenvolvido dois modelos para obtenção de hietogramas baseados no método dos blocos alternados e método de Huff, ficando a critério do usuário qual metodologia deverá ser usada.

3.2.2.1. Método dos blocos alternados

Caso seja definido o uso do método de blocos alternados, o modelo exigirá como dados de entrada a duração da chuva, o intervalo de discretização, os parâmetros da equação idf e o período de retorno do projeto.

Com os dados de entrada citados, o modelo retornará o valor do passo de tempo, os instantes de tempo e seus respectivos valores de precipitação assim como o hietograma de projeto.

Primeiramente é calculado o passo de tempo que o hietograma terá, dividindo o valor da duração de chuva pelo número de intervalos que o usuário deseja obter.

Após essa etapa, é calculado o valor da intensidade da chuva em mm/h, utilizando a equação 38, para cada passo de tempo.

Em seguida é obtido o valor da precipitação acumulada, em mm, para cada passo de tempo, multiplicando o valor da intensidade de chuva e o valor do tempo para aquele instante, como demonstra a equação 8.

$$P = i * t_d \quad (8)$$

Onde, P é a precipitação acumulada; i é a intensidade de chuva em mm/h e td é o valor do passo de tempo.

Com esses dados levantados, é obtido o valor da precipitação para cada instante de tempo, ou seja, é subtraído o valor da intensidade de chuva de um intervalo com o valor da intensidade de chuva do instante anterior, utilizando a equação 9.

$$\Delta P = P_n - P_{n-1} \quad (9)$$

Por fim é obtido o valor da precipitação em mm/h para cada instante de tempo, dividindo o valor da precipitação do instante pelo passo de tempo e em seguida, distribuído os valores calculados de maneira alternada, sendo o maior valor alocado no meio do tempo de duração da chuva.

$$P_2 = \frac{\Delta P}{td} \quad (39)$$

Onde, P_2 é o valor da precipitação mm/h e td o valor do passo de tempo.

3.2.2.2. Método de Huff

Para este caso, além dos dados que seriam necessários no modelo de blocos alternados, será exigido, como dado de entrada, o quartil ao qual a chuva de análise se enquadra.

Esse método apresenta uma vantagem em relação ao método dos blocos alternados, uma vez que ele permite que a chuva atinja um valor de pico em variados momentos durante sua duração. Isso difere do método anterior, onde os picos de precipitação ocorrem sempre no meio do tempo de duração.

Neste caso, o modelo irá determinar os valores dos tempos de análise, a precipitação no instante de análise e a diferença entre as precipitações de dois instantes consecutivos.

3.2.3. Parâmetro CN

Na utilização do método Santa Bárbara para aplicação do modelo hidrológico, deve-se obter o parâmetro CN, que varia em função do tipo de solo (grupos hidrológicos) e do uso do solo.

Em seu estudo, Sartori et al. (2005) correlacionou a pedologia de solos brasileiros, basicamente do estado de São Paulo, com o tipo de classe hidrológica. Dessa forma, com os valores apresentados pelo quadro 6, cuja condições de umidade antecedentes se enquadram no AMC II, as correlações de Sartori et al. (2005) e as respectivas áreas de cada tipo de solo, foi realizada uma média ponderada com os valores coletados e obtido um valor médio de CN para uso no modelo.

Quadro 6: Valores de CN para zonas urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	A	B	C	D	
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91	
Zonas cultivadas: com conservação do solo	62	71	78	81	
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89	
Baldios em boas condições	39	61	74	80	
Prado em boas condições	30	58	71	78	
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83	
Florestas: cobertura boa	25	55	70	77	
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições: Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80	
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições: Com relva entre 50% a 75% da área	49	69	79	84	
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95	
Zonas industriais	81	88	91	93	
Zonas residenciais					
Lotes de (m ²)	%média impermeável				
<500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85

4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamentos, telhados, viadutos, etc.		98	98	98	98
Arruamentos e estradas					
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
Paralelepípedos		76	85	89	91
Terra		72	82	87	89

Fonte: Tucci et al. (1993)

3.2.4. Método Santa Bárbara

Para transformar os hietogramas gerados nos cenários impostos pelo usuário, em valores de vazão, foi elaborado um algoritmo para o método Santa Bárbara.

Também foi desenvolvido um modelo para a obtenção de um hidrograma através do método Santa Bárbara, onde é possível obter o valor de vazão das regiões de contribuição da área de estudo.

Para isso, o usuário deve inserir no modelo a porcentagem de área impermeável e o valor das áreas de contribuição, situadas a montante das vias que iniciam o domínio de simulação.

Dessa maneira, o modelo calcula a área total e a área impermeável das regiões inseridas pelo usuário, gerando por fim o hidrograma de projeto.

Nesta etapa, o usuário tem a possibilidade de realizar os cálculos utilizando dados do hietograma tanto pelo método dos blocos alternados, quanto pelo método de Huff, gerado anteriormente.

Com os dados de área já obtidos, o algoritmo inicia um processo iterativo de cálculos que será apresentado a seguir e que também foi comentado no item 2.2.1.

Primeiramente é feita a leitura de dados do hietograma gerado anteriormente pelo usuário, assim como a leitura das regiões de contribuição, ou seja, áreas adjacentes ao perímetro do local de estudo que contribuam com a formação do escoamento superficial.

Com a leitura de dados efetuada, é possível obter o valor o da precipitação para cada instante de tempo utilizando a equação 8.

$$P = i * t_d \quad (8)$$

Onde, P - Precipitação (mm); i a intensidade de chuva (mm/h), td o tempo no instante de análise (h).

Em seguida é realizado o cálculo da precipitação acumulada utilizando a equação 9

$$P_{acum} = P_{acum}^{t_d-1} + P^{td} \quad (9)$$

Onde, P_{acum} é a precipitação acumulada (mm).

Após o cálculo da precipitação acumulada obtêm-se o valor da precipitação efetiva acumulada, ou seja, o valor da precipitação acumulada que efetivamente se tornará escoamento, utilizando as equações 4, 5 e 6.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4)$$

$$I_a = 0,2 * S \quad (5)$$

$$P_{efacum} = \begin{cases} \frac{(P_{acum} - 0,2 * S)^2}{P_{acum} + 0,8 * S} & , \quad P_{acum} > 0,2 * S \\ 0 & , \quad P_{acum} \leq 0,2 * S \end{cases} \quad (6)$$

Onde, S é o potencial máximo de retenção da área de contribuição (mm), CN o número do método Curva número, I_a a abstração inicial, P_{ef} a precipitação efetiva acumulada (mm).

Logo após é obtida a precipitação efetiva incremental utilizando a equação 10.

$$P_{efinc} = P_{efacum}^{td} - P_{efacum}^{t_d-1} \quad (10)$$

Onde, P_{efinc} é a precipitação efetiva incremental (mm)

Por fim é obtido o valor correspondente a vazão de saída seguindo a sequência de equações a seguir.

$$I_e = \frac{P_{efinc}}{td/60} \quad (11)$$

$$d = \frac{A_{impermeável}}{A} \quad (12)$$

$$I^{td+\Delta t} = \left[(i_e^{td+\Delta t} * d * \frac{10^{-6}}{3,6}) + (i_e^{td+\Delta t} * \frac{10^{-6}}{3,6}) * (1 - d) \right] * (A * 10^6) \quad (13)$$

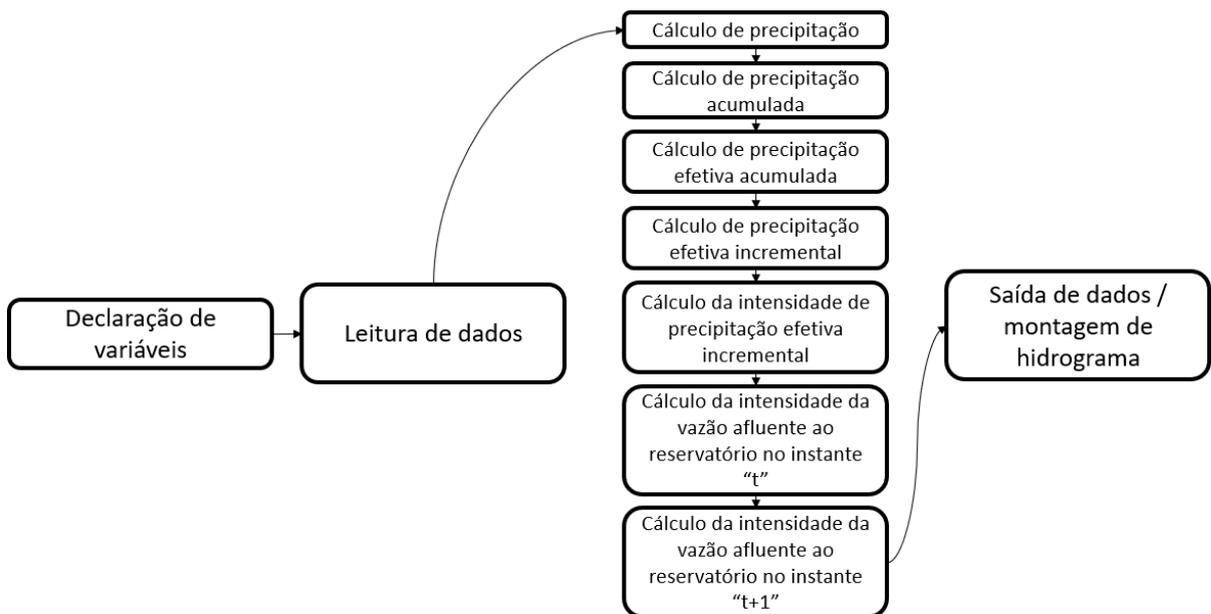
$$K_r = \frac{\Delta t}{(2 * t_c) + \Delta t} \quad (14)$$

$$Q^{td+\Delta t} = Q^{td} + K_r(I^{td} + I^{td+\Delta t} - 2 * Q^{td}) \quad (15)$$

Onde, I_e é a precipitação efetiva incremental (mm/h), d a fração de área impermeável, $A_{impermeável}$ área da fração impermeável da bacia (Km²), A a área total da bacia (Km²), I a vazão do reservatório imaginário da bacia no início do tempo de discretização (m³/s), K_r o coeficiente de retardo, t_c o tempo de concentração da bacia, Δt o intervalo de tempo discretizado, Q a vazão de saída do reservatório imaginário (m³/s).

A Figura 19 demonstra um fluxograma da sequência de cálculos que devem ser realizados para a montagem do hidrograma.

Figura 19: Fluxograma de cálculo do método Santa Bárbara



3.3. Hidrograma dos lotes

Neste t3pico foram desenvolvidos hidrogramas dos lotes atrav3s do m3todo racional, ou seja, as vaz3es que ser3o lan3adas nas sarjetas das vias devido ao escoamento gerado pelos lotes contidos na 3rea de estudo.

3.3.1. Tempo de concentra33o

Nesta etapa, o modelo exigir3 como dados de entrada o comprimento do lote, a porcentagem de 3rea imperme3vel e a declividade do lote para que utilizando a equa33o 3, baseada no m3todo de Schaake, seja poss3vel calcular o tempo de concentra33o do lote.

$$t_c = 0,67 * \frac{L^{0,24}}{\alpha^{0,26} * S^{0,16}} \quad (340)$$

Onde,

t_c – Tempo de concentra33o (min)

L – Comprimento do trecho (km)

α – Porcentagem de 3rea imperme3vel (%)

S – Declividade m3dia do lote (m/m)

Em seu estudo, Silveira (2005) analisa o uso de 25 m3todos de c3lculos para tempos de concentra33o, onde dentre todas as metodologias a de Schaake 3 a que mais se adequa ao uso deste estudo, uma vez que se trata de bacias urbanas de pequeno porte, justificando o seu uso.

Buscando averiguar ainda mais a efici3ncia da equa33o 3 para o presente estudo, foi realizado um teste pr3vio utilizado dados de um lote padr3o. A ideia aqui foi verificar se a referida equa33o fornecia tempos de concentra33o com ordem de grandeza de poucos minutos, o que 3 condizente para 3reas da dimens3o de lotes. Dessa forma, especificamente para essa observa33o preliminar, foi adotado um lote com dimens3es 30 x 12 metros, inclina33o de 0,07 m/m e fra33o imperme3vel de 80%. Nesse caso, para o perfil adotado, foi obtido um valor de tempo de concentra33o de 3,5 minutos, sendo um valor coerente, uma vez que considerando o tamanho do lote o tempo de concentra33o deveria ser da ordem de minutos, comprovando desempenho adequado da equa33o 3 para 3reas de lotes.

3.3.2. Coeficiente de Runnoff

Para este item, foram coletados dados de cada tipo de uso do solo, baseados em valores estabelecidos em literatura (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013) e representados pelo quadro 3, assim como suas respectivas áreas. Com esses dados, foi possível realizar uma média ponderada de cada tipo de uso de solo e assim, obter o valor do coeficiente de *runoff* médio do lote em análise.

Quadro 3: Valores do coeficiente de *runoff* médio C

Superfície	Valores de C
Centro da cidade densamente contruído	0,70 a 0,95
Partes adjacentes ao centro com menor densidade	0,60 a 0,70
Áreas residenciais com poucas superfícies livres	0,50 a 0,60
Áreas residenciais com muitas superfícies livres	0,25 a 0,50
Subúrbios com alguma edificação	0,10 a 0,25
Matas, parques e campos de esportes	0,05 a 0,20

Fonte: Adaptado de Collischonn e Dornelles (2013)

3.3.3. Método Racional

Buscando obter os valores de vazão dos lotes para cada instante diferente do evento chuvoso, foi elaborado um algoritmo para o método racional.

Inicialmente, foi desenvolvido um esquema onde o usuário deve possuir, como dados de entrada, o valor do tempo de retorno, os parâmetros da equação IDF e a área do lote.

Dessa forma, com o valor do tempo de concentração e o coeficiente de *runoff* já obtidos anteriormente, o modelo calcula a vazão de pico de saída do lote utilizando a equação 16.

$$Q_{m\acute{a}x} = 0,278 * C * I * A \quad (16)$$

Onde,

C – Coeficiente de Runoff

I – Intensidade de precipitação (mm/h)

A – Área do lote (km²)

Q_{máx} – Vazão máxima (m³/s)

Em seguida é realizada a construção do hidrograma utilizando correlações estabelecidas pelo método racional universal, o qual apresenta-se como uma variação do método racional.

Para o método supracitado, associam-se valores múltiplos do tempo de concentração e de vazão de pico. As correlações são apresentadas pelo quadro 7.

Quadro 7: Método Racional Universal

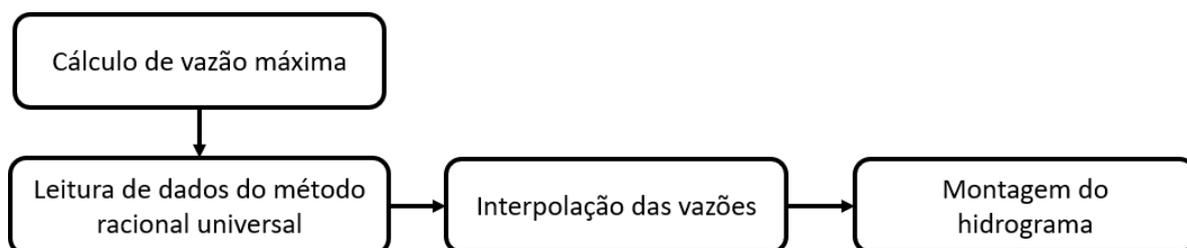
Tempo (min)	Q (m ³ /s)
0	0.0
T _c	0.21Q _p
2T _c	0.30Q _p
3T _c	Q _p
4T _c	0.54Q _p
5T _c	0.39Q _p
6T _c	0.25Q _p
7T _c	0.18Q _p
8T _c	0.15Q _p
9T _c	0.14Q _p
10T _c	0.13Q _p
11T _c	0.0

Fonte: Adaptado de XMS Wiki (2020)

Observando os valores apresentado pelo Quadro 7 nota-se que o método proporciona a criação de um hidrograma que possuirá um valor de pico de vazão no início do evento chuvoso, se assemelhando a o comportamento de hidrogramas que estão atrelados a eventos de alagamentos, justificando o seu uso.

Por fim foi efetuada uma interpolação linear entre os dados para que seja possível obter valores de vazão de minuto em minuto. A Figura 20 demonstra os procedimentos descritos anteriormente.

Figura 20: Fluxograma para obtenção de hidrogramas pelo método racional universal



Fonte: Autor (2023)

3.4. Criação de MDT

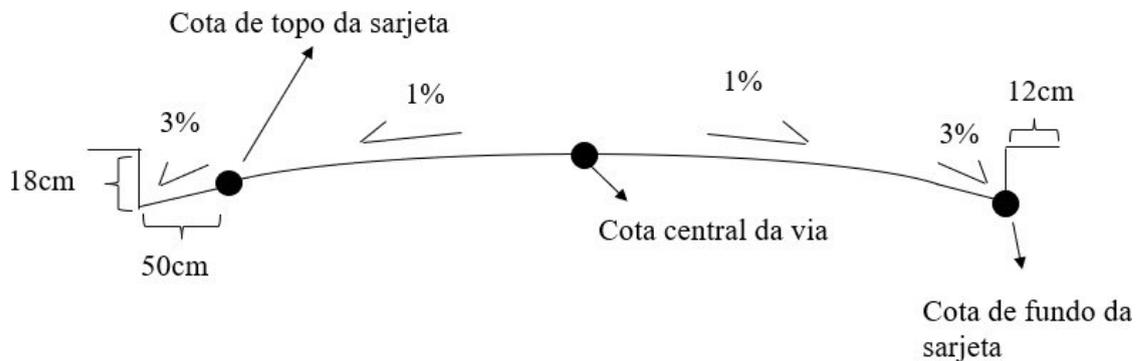
Inicialmente, com o mapa planialtimétrico da cidade de Uberlândia, foi feito um recorte da área de interesse para que assim fosse possível obter os parâmetros com maior facilidade. Nesse caso, utilizou-se o mapa planialtimétrico de Uberlândia, cedido pela prefeitura municipal. Trata-se de um mapa de 2003, porém bem detalhado, onde as curvas de nível estão representadas com equidistância vertical de 1 m.

Devido ao grau de precisão exigido pelo trabalho, uma vez que o estudo envolve estruturas de microdrenagem, criou-se uma nuvem de pontos cotados, dentro das vias de interesse, com espaçamento horizontal de 1 metro, utilizando o *software* Civil 3D. Essa metodologia consiste em inserir pontos cotados dentro do perímetro das vias, a fim de aumentar número de dados altimétricos na região, o que por sua vez proporciona uma análise de maior precisão topográfica, definindo melhor o abaulamento das ruas. Isso permite trazer a conformação de canais preferenciais pelas ruas, dentro de um modelo digital de terreno bidimensional.

Como esse objetivo, procurou-se representar a seção transversal da via em locais onde as curvas de nível cruzassem as ruas. Para isso, inseriu-se primeiramente pontos na interseção das curvas de nível com o eixo da via e lhes foi atribuído o valor da própria curva de nível.

Com a cota central definida, foram calculados os valores das cotas de fundo e de topo das sarjetas para cada seção transversal, utilizando inclinações de 1% (UBERLÂNDIA, 2010) e 3% (SUDECAP, 2020) para a inclinação da via e das sarjetas respectivamente, como ilustra a Figura 21.

Figura 21: Representação das inclinações da seção transversal da via



Fonte: Autor (2023)

Após a obtenção das cotas de todos os pontos de interesse (cota central da via, cota de fundo da sarjeta, cota de topo da sarjeta) de todas as seções transversais onde as curvas de nível cruzam a via, os pontos foram ligados utilizando o comando “line” seguindo o eixo longitudinal da via. Dessa forma, foram criadas linhas que ligam os pontos de uma seção transversal até outra seção transversal e que possuem a mesma inclinação da via.

Com as linhas definidas, foram inseridos mais pontos nessas linhas, ou seja, de forma que tais pontos seguissem a mesma inclinação da reta feita anteriormente, que são representados pelos pontos em magenta na Figura 22, tendo como resultado final a nuvem de pontos desejada.

Por fim foram inseridos pontos que representassem muretas entre lote e calçada, representadas pelos pontos em azul e preto na Figura 22, cujas cotas foram obtidas pelo incremento de 50 cm em relação a cota das calçadas. Esses pontos foram alocados na divisão entre calçadas e lotes. Sua função é simular a presença de muros/muretas que constituem obstáculos para entrada de água nos lotes. Isso, na prática, protege as edificações da entrada de água pluvial que escoam pela calçada, mas, por outro lado, favorece o confinamento do escoamento no sistema rua/sarjeta/calçada, amplificando a magnitude dos alagamentos nas vias públicas.

Figura 22: Esquema da nuvem de pontos inseridos para refinar o modelo digital de terreno



Fonte: Autor (2023)

Em seguida, os dados altimétricos dos pontos e das curvas de nível foram exportados em formato dxf e trabalhados dentro do *software* QGIS versão 3.22, onde foi realizada uma interpolação triangular entre os dados de altimetria dos pontos cotados e das curvas de nível, obtendo assim o MDT refinado da área de estudo. Esse MDT refinado tem como característica a visualização bem definida das ruas e avenidas e servirá como dado de alimentação do programa HEC-RAS 6.4.

3.5. Modelagem hidráulica

A modelagem hidráulica foi realizada através do *software* HEC-RAS versão 6.4, uma vez que, para esta versão, o *software* possui opções de simulação 2D. A possibilidade de representar o domínio simplesmente por uma área (um MDT) em vez de um conjunto de canais 1D interligados foi um atrativo para aplicação da modelagem 2D. Isso economiza a quantidade de seções que precisariam ser geradas no caso 1D e facilita o tratamento de confluências entre canais. Nas versões 1D, essas ligações entre canais (sarjetas, no caso) são passíveis de instabilidades numéricas quando da solução em regime transiente. Nas versões 2D, não há necessidade de impor contornos especiais nos encontros de ruas e nem sequer de indicar onde ocorrem esses encontros entre trechos. O modelo 2D visualiza apenas um domínio representado pelo MDT e as junções entre ruas são automaticamente representadas pelo modelo de terreno. Em domínios bem representados, é possível capturar até mesmo inundações que avançam para dentro dos lotes, além daquelas verificadas nas ruas. Na solução transiente, o uso de discretização sub-malha permite a consideração do fluxo de água em pequenas células. De uma

forma geral, desde que obedecidos critérios de passos de tempo, as versões 2D tendem a apresentar menos instabilidades numéricas do que as 1D.

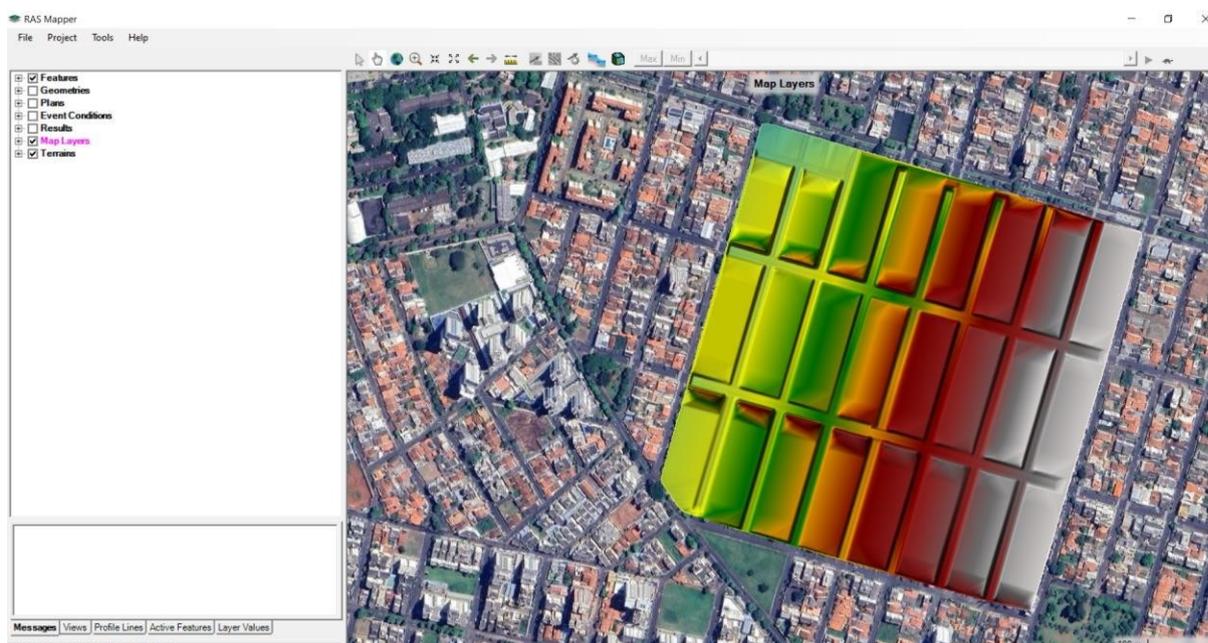
3.5.1. Criação de Geometria

A geometria do sistema foi criada dentro do HEC-RAS por meio do gerador de imagens *RAS MAPPER*, não exigindo assim o uso de outra ferramenta SIG para a criação de malhas e imagens.

Inicialmente, foi obtida a projeção cartográfica da área de estudo, por meio da plataforma *spatial reference*. A projeção cartográfica da cidade de Uberlândia, cuja zona UTM é a 22s, pôde então ser inserida no *software* através da opção *Set Projection*.

Em seguida, foram inseridos os dados de planialtimetria utilizando o MDT desenvolvido no item 3.8, na opção *Create a New RAS Terrain*. Para uma melhor visualização do trabalho, também foi usada uma imagem de satélite via *web*, podendo ser adicionada através da opção *Add Web Imagery Layer*, selecionando o item *Google Satellite*. A Figura 23 ilustra a inserção do MDT e das imagens de satélite por meio do RAS MAPPER.

Figura 23: Inserção de MDT e imagens de satélite através do RAS MAPPER



Fonte: Autor (2023)

Por meio da opção *Create New Geometry*, é possível desenvolver a geometria da área de simulação. No estudo em questão, uma vez que se trata de uma análise bidimensional, foi

desenhado um perímetro como geometria de análise, utilizando as ferramentas *Perimeters* e *Breaklines*, encontradas na opção *2D Flow Areas*.

Ao finalizar o contorno da área de interesse, foi adotada a dimensão das células para a criação de uma malha retangular, assim como o valor do coeficiente de rugosidade de Manning. A Figura 24 demonstra o perímetro de domínio da simulação.

Figura 24:Flow Area

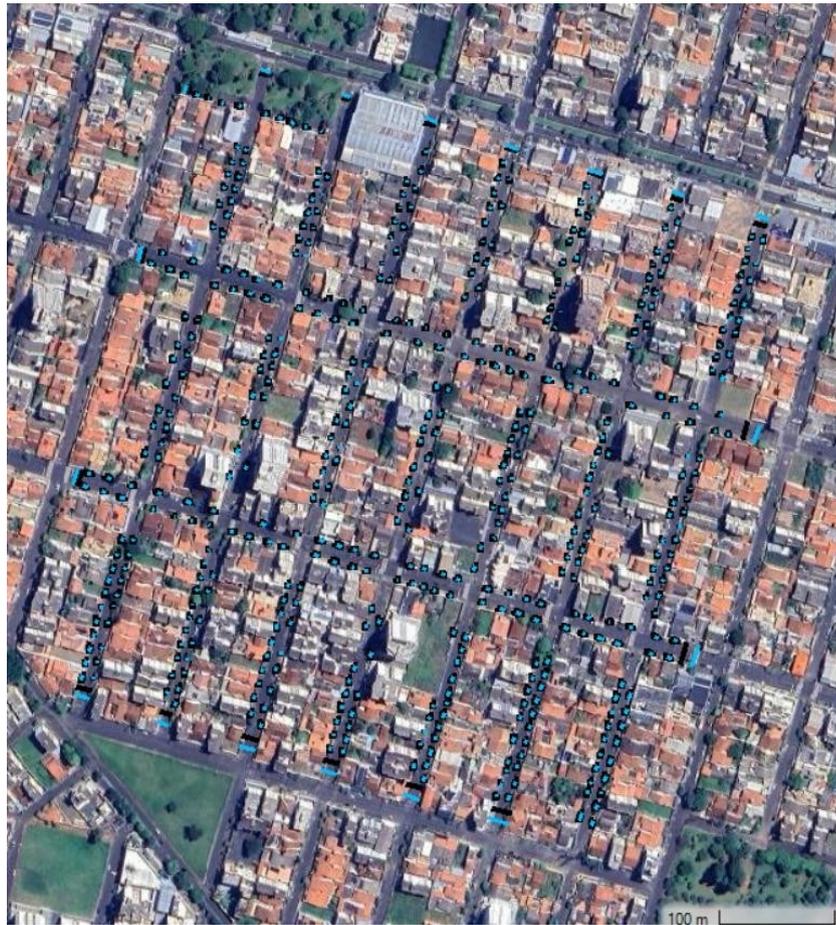


Fonte: Autor (2023)

Esta é uma etapa extremamente importante, uma vez que a solução das equações de Saint Venant, obtidas por método numéricos como diferenças finitas, elementos finitos e volumes finitos, ocorrem nesta etapa de criação de malha computacional. O cálculo de variáveis como profundidades, velocidades e nível ocorre no centro ou na face das células que compõem a malha (FASSIONE, 2020).

Por fim, foi realizada a inclusão dos locais onde haverá condições de contorno utilizando o recurso *Boundary Condition Lines*, como demonstra a Figura 25, onde as linhas azuis representam as condições de contorno.

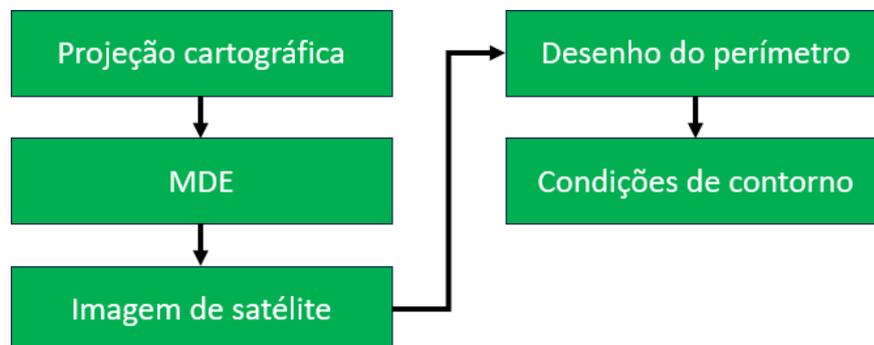
Figura 25: Condições de contorno



Fonte: Autor (2023)

Para melhor entendimento, a Figura 26 apresenta um fluxograma das etapas realizadas para a criação da geometria.

Figura 26: Fluxograma de criação de geometria



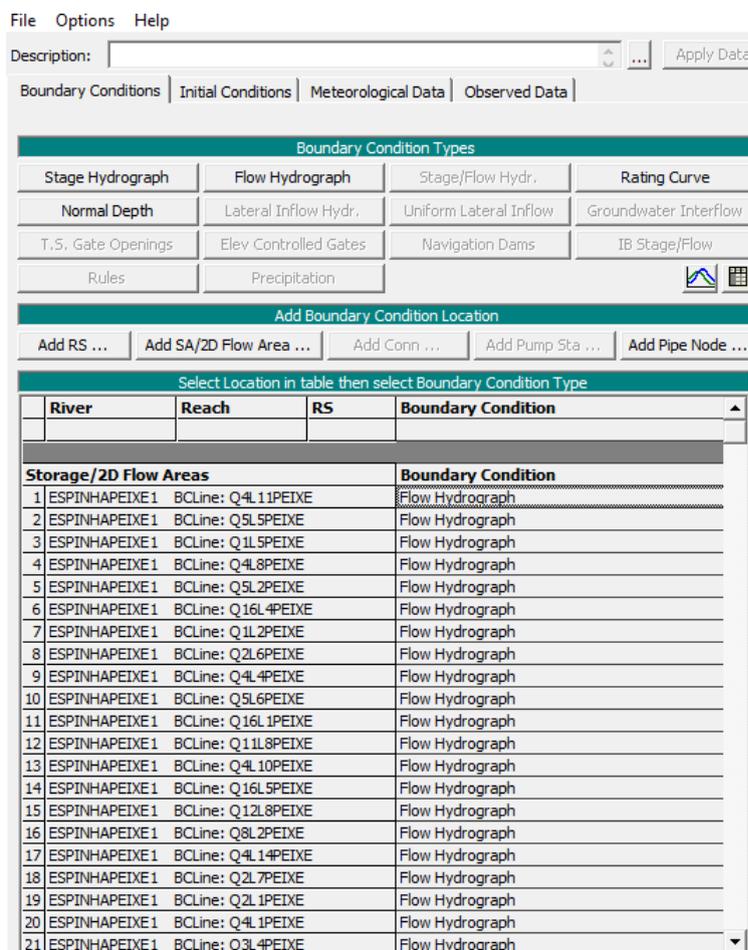
Fonte: Autor (2023)

3.5.2. Modelagem de escoamento não permanente sem bocas de lobo

Uma vez que se trata de um escoamento não permanente, foi utilizada uma simulação do tipo *Unsteady Flow Analysis* dentro do modelo, onde são inseridos os tipos de condições de contorno.

O HEC-RAS disponibiliza diversos tipos de condições de contorno que podem ser exploradas pelo usuário, como hidrograma de projeto, valores de nível de água, declividade da linha de energia e curva chave. É importante ressaltar que essas condições de contorno podem ser de entrada ou saída, ou seja, alguns pontos serão responsáveis pela entrada do fluxo de água na área de estudo e outros encarregados de retirar o escoamento gerado. A Figura 27 ilustra alguns tipos de condições de contorno disponíveis para uso.

Figura 27: Tipos de condição de contorno



Fonte: Autor (2023)

As primeiras condições de contorno de entrada que foram especificadas são referentes às vazões originadas pelo escoamento superficial das bacias adjacentes à região de estudo, utilizando um hidrograma de projeto gerado no item 3.2, através da opção *Flow Hydrograph*.

Em seguida, foram incluídas as condições de contorno de entrada referentes às vazões, geradas pelos lotes, que são descarregadas nas sarjetas. Para isso, foram considerados hidrogramas de projeto gerados no item 3.3, utilizando a opção *Flow Hydrograph* para cada lote.

Para os locais a jusante da área de estudo, foi utilizada a declividade da linha de energia como condição de contorno de saída, por meio do item *Normal Depth*.

Também nesta etapa, foi definida a condição inicial do escoamento onde, para escoamentos bidimensionais deve-se adotar o nível inicial do nível de água do domínio computacional.

Por fim, realizou-se a simulação da chuva utilizando a aba *Unsteady Flow Analysis*, onde é possível selecionar quais módulos devem ser executados pelo *software*, a data inicial e final de simulação, intervalo computacional e intervalo de saída de mapeamento.

3.5.3. Modelagem de escoamento não permanente com bocas de lobo

Para esta segunda forma de modelagem, a fim de estimar o impacto de bocas de lobo no escoamento superficial no sistema sarjeta/via, foram adicionadas também, além das já mencionadas no item anterior, novas condições de contorno de saída do tipo *rating curve*, representando as curvas chave de engolimento das bocas de lobo (FWHA, 2013).

Devido à existência de vários de tipos de bocas-de-lobo, podem ser usadas diferentes equações para representar as suas curvas chave. Para isto, foram usadas as equações 39 e 40, apresentadas por Netto e Fernández (2015) descritas a seguir:

- Para bocas-de-lobo simples

$$Q = 1,66. L. y^{3/2} \quad (39)$$

Onde,

Q = Vazão de engolimento (m³/s);

L=Comprimento da estrutura (m);

Y=altura de lâmina d'água na sarjeta (m);

- Para bocas-de-lobo do tipo grelha

$$Q = 1,71 * P * y^{1/2} \quad (40)$$

Onde,

Q = Vazão de engolimento (m³/s);

P = Perímetro da área livre do orifício (m);

y = Altura de lâmina d'água na sarjeta (m).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Seguindo a metodologia apresentada no item 3, foi possível obter os resultados da simulação 2DH do escoamento não permanente em sarjetas, com possibilidade de transbordamento para as vias e calçadas, utilizando modelagem hidrológica modelada em linguagem VBA, no software Excel, além da modelagem hidráulica realizada com o software HEC-RAS 6.4.

Também foi possível observar a importância da implantação de bocas-de-lobo em relação ao nível da lâmina de água nas sarjetas, uma vez que é notória a redução das profundidades escoamento a jusante dos locais em que há instalação de bocas-de-lobo.

Neste tópico serão apresentados os resultados que foram obtidos através da metodologia apresentada no item anterior.

4.1. Etapa Hidrológica

A seguir serão apresentados os resultados obtidos na etapa hidrológica do trabalho, onde foi realizada a criação dos hidrogramas das áreas de contribuição e dos lotes.

4.1.1. Modelo hidrológico para áreas de contribuição

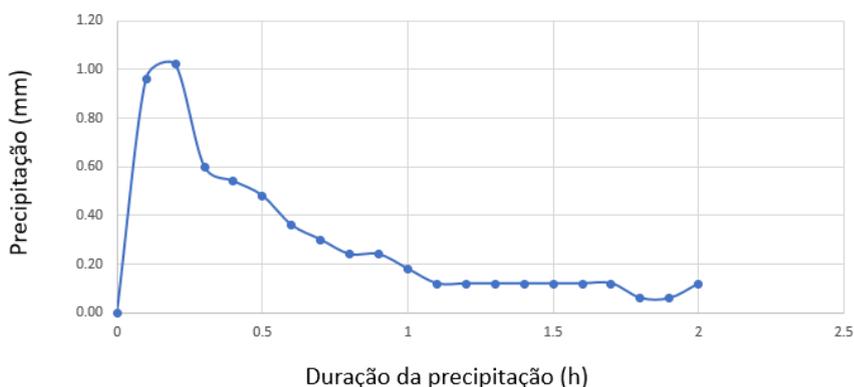
Visando simular uma chuva que mais se assemelhasse às chuvas ocorridas em alagamentos, onde há um pico de precipitação na etapa inicial da chuva, foi utilizado o método de Huff para primeiro quartil.

Para a montagem da equação IDF, foram utilizados os coeficientes “k”, “a”, “b” e “c” para a cidade de Uberlândia, apresentados por Francischet (2012). Também foi adotada uma duração de precipitação de 2 horas, uma vez que esse valor é indicado para dimensionamento de estruturas de drenagem (SÃO PAULO, 2012).

Por fim, como se trata de uma análise de escoamento ocorrido em sarjetas, que por sua vez são qualificadas como estruturas de microdrenagem, foi adotado o valor de 5 anos para o período de retorno (NETTO e FERNANDÉZ, 2015).

Através da Figura 28 pode-se observar o hietograma gerado com os valores e métodos adotados.

Figura 28: Hietograma calculado pelo método de Huff



Fonte: Autor (2023)

Observando o hietograma gerado, pode-se perceber um formato similar a hietogramas ligados a eventos chuvosos responsáveis por alagamentos em zonas urbanas, uma vez que possui um pico de precipitação no início do evento chuvoso, o que conseqüentemente gera um maior escoamento superficial no primeiro quartil, se enquadrando no tipo de evento que o presente estudo busca simular.

A confecção dos hidrogramas das áreas de contribuição foi realizada utilizando o método Santa Bárbara, uma vez que gerava resultados mais detalhados no tempo e é indicado para bacias de maior porte.

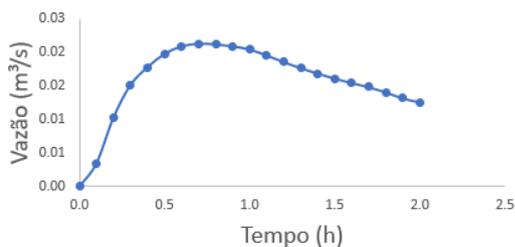
Dessa forma, foi necessária a obtenção das áreas das regiões vizinhas. A coleta foi efetuada com o uso do software Qgis, a partir do qual foi possível obter medidas dos perímetros e das áreas das zonas de interesse.

Outro dado que precisou ser obtido é o parâmetro CN que varia em função do tipo, uso e ocupação do solo. Dessa maneira, foi adotado o grupo hidrológico A para as regiões permeáveis da zona de estudo, com base no mapa pedológico da cidade de Uberlândia, levantado por Andrade (2005) e as correlações de Sartori et al. (2005). Também foi considerado 90% de área impermeável e 10% de área permeável. Isso se justifica pelo fato de que essas áreas de

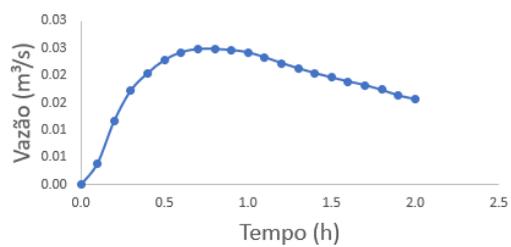
contribuição se encontram muito próximas à área de estudo (a montante do polígono definido como domínio de interesse), possuindo semelhanças quanto a sua disposição e graus de impermeabilização dos lotes.

A Figura 29 e 30 apresentam os hidrogramas gerados para as áreas de contribuição e seus respectivos pontos de entrada.

Figura 29: Hidrogramas calculados pelo método Santa Bárbara



(a) Área de contribuição 1; Area=302.500 m²; Tc=10 min; Cn=95,9



(b) Área de contribuição 2; Area=373.750 m²; Tc=11 min; Cn=95,9

Fonte: Autor (2023)

Figura 30: Pontos de entrada das vazões das áreas adjacentes



Fonte: Autor (2023)

Através da análise dos hidrogramas gerados, pode-se notar um comportamento semelhante entre estes e o hietograma de origem, uma vez que ambos os hidrogramas apresentam um pico de vazão antes da metade da duração da chuva, assim como o pico de precipitação ocorrido no hietograma.

Nesse contexto, pode-se verificar que as vazões geradas estão de acordo com os valores de precipitações impostos, já que os valores de vazão são superiores nos instantes iniciais do evento chuvoso e após um valor de pico há uma queda, seguindo o mesmo comportamento da curva de precipitação gerada anteriormente.

4.1.2. Modelo hidrológico para lotes

Para a criação dos hidrogramas dos lotes, foi utilizado o método racional, uma vez que o método é indicado para bacias com área inferior a 3 km², conforme os lotes da área de estudo se enquadram. Dessa forma, foram desenvolvidos 478 hidrogramas, visto que é necessário um hidrograma para cada condição de contorno de entrada das vazões dos lotes. Em outras palavras, cada lote despeja um hidrograma de vazões na sarjeta fronteira.

Inicialmente, utilizando o software Qgis, foi obtido o valor de C (Coeficiente de Runoff), realizando uma média ponderada dos valores apresentados no quadro 5 juntamente com valores de área, para cada lote.

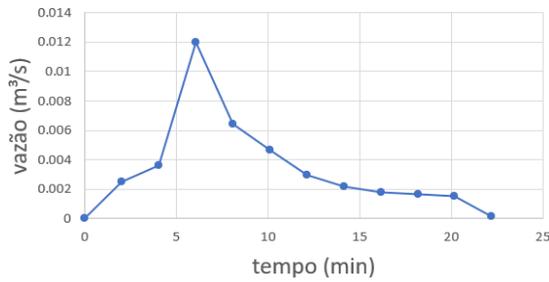
Analisando as imagens de satélite através do software Qgis, foi possível considerar que havia, na zona de estudo, 3 tipos padrões de lotes, com valores de 90%, 50% e 0% de área impermeável.

Em seguida, foi calculado o tempo de concentração para cada lote, utilizando o método de Schaake. Em relação à porcentagem de área impermeável que o método exige, foram atribuídos os valores de 90%, 50% ou 0%, seguindo a padronização adotada anteriormente. Em seguida, foi coletado o comprimento de cada lote utilizando o software Qgis. Por fim, foi adotado o valor de declividade de 0.01 m/m devido ao uso comum deste valor para estas situações, viabilizando o cálculo do tempo de concentração de cada lote.

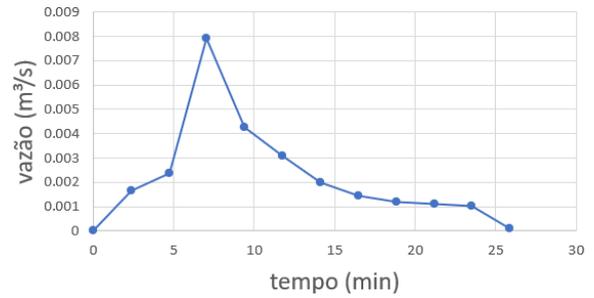
Com os valores de tempo de concentração e coeficiente de *runoff* definidos, foi medido o valor de área para lote através do *software* Qgis. Em seguida, foi utilizado o método racional, através da equação 16, para obter o valor de vazão máxima de cada lote.

Por fim, utilizando o método racional universal, cujos valores estão expostos no quadro 8, foi possível obter os hidrogramas de todos os lotes localizados na área de estudo. A Figura 31, apresenta os hidrogramas para os três tipos de lote padrão.

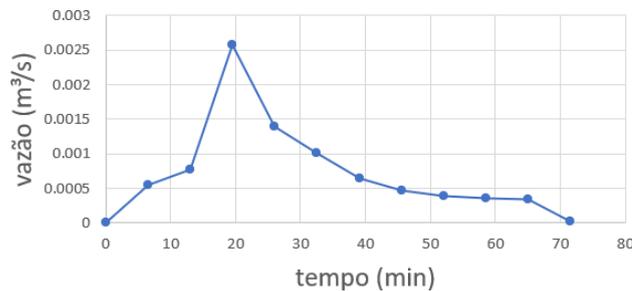
Figura 31: Hidrograma dos lotes



(a) Hidrograma para lote com 90% de área impermeável



(b) Hidrograma para lote com 50% de área impermeável



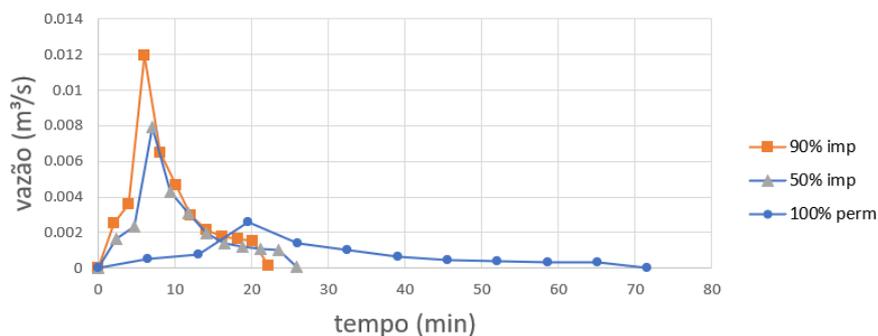
(c) Hidrograma para lote com 100% de área permeável

Fonte: Autor (2023)

Ao observar os hidrogramas gerados, percebe-se que apesar de possuírem valores de vazão e duração diferentes entre si, possuem mesmo formato. Isso se justifica, uma vez que possuem a mesma proporcionalidade entre tempos de concentração e valores de vazão, impostos pelo método racional universal, usado em todos os hidrogramas.

Também é possível observar que os hidrogramas dos lotes possuem curvatura semelhante aos hidrogramas das áreas de contribuição, uma vez que apresentam um comportamento de pico de vazão no instante iniciais. A Figura 32 apresenta uma sobreposição dos hidrogramas dos 3 tipos de lotes padrões.

Figura 32: Sobreposição de hidrogramas dos lotes



Fonte: Autor (2023)

A análise da Figura 32, permite concluir que existe uma correlação entre a porcentagem de área impermeável com o valor da vazão de pico e duração do escoamento superficial. Isso se justifica pelo fato de que quanto maior o valor de área impermeável menor é a abstração inicial da precipitação dentro dos lotes, o que por sua vez gera um valor de escoamento superficial maior e em menor tempo. Assim, as magnitudes das vazões são reduzidas e seus picos retardados quando se aumentam as áreas permeáveis nos lotes. Esse comportamento é notável quando taxas de 100% de áreas permeáveis são comparadas com taxas de 90% e 50% de impermeabilização. Todavia, os picos de vazão apresentam redução percentual de 33% quando as taxas de impermeabilização são reduzidas de 90% para 50%. Para esse mesmo aumento de áreas permeáveis, os instantes de pico apresentam retardo de quase 2 minutos.

Dessa forma, os hidrogramas gerados apresentam comportamento satisfatórios e que variam de maneira coerente à mudança de área impermeável.

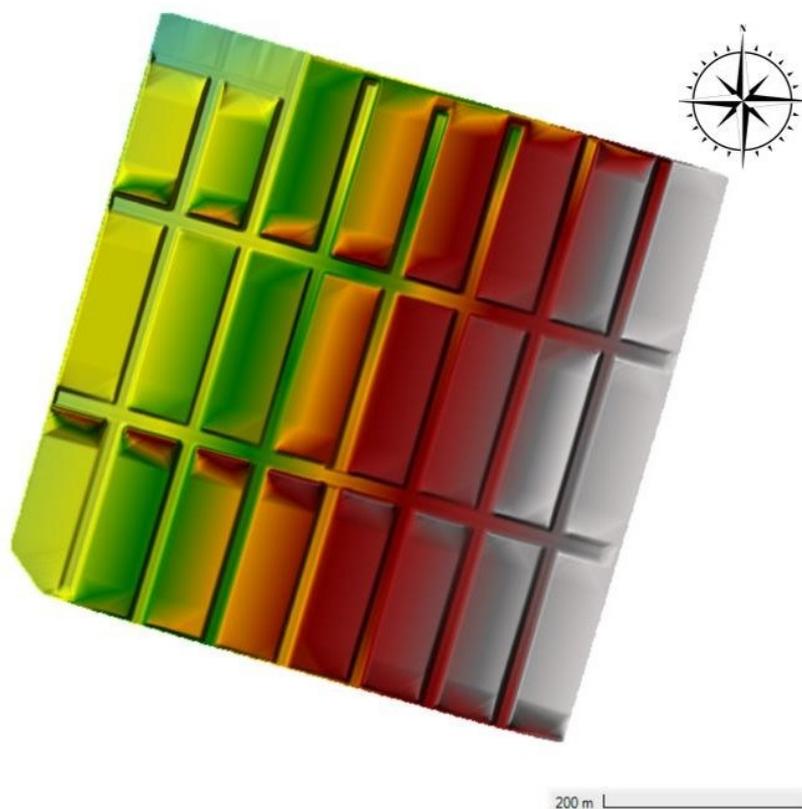
4.2. Modelo Digital de Terreno

Para a realização de uma simulação 2DH no HEC-RAS 6.4, um dos primeiros dados de entrada é o MDT (Modelo Digital de Terreno). Nesse caso, o MDT deve ter nível de detalhamento suficiente para capturar a conformação das vias como calhas, condutores preferenciais das águas pluviais injetadas pelos lotes e áreas de contribuição de montante.

A partir do software Qgis e pelas curvas de nível coletadas pelo levantamento planialtimétrico fornecido pela prefeitura municipal de Uberlândia, foi possível desenvolver um MDT da área de estudo. Entretanto, como se trata de uma análise no nível de microdrenagem, apenas com as curvas de nível fornecidas não se teria um MDT com precisão adequada para a modelagem.

Dessa forma, foi criada uma nuvem de 41875 pontos inseridos de maneira manual dentro do software Civil 3d, utilizando as declividades transversais de 1% para as vias (UBERLÂNDIA, 2010) e 3% para as sarjetas (SUDECAP, 2020). A Figura 33 ilustra o MDT gerado.

Figura 33: Modelo Digital de Terreno gerado para domínio de simulação



Fonte: Autor (2023)

Ao observar a Figura 33, pode-se aferir que a metodologia estipulada para a criação do MDT se mostra bastante eficaz, já que apresenta como resultado um modelo que permite visualizar com bastante clareza, a disposição do conjunto de ruas. No caso, as ruas apresentam conformação de calhas, com cotas ligeiramente inferiores às do interior das quadras.

Conseqüentemente, isso gera um impacto muito positivo para a análise hidráulica deste estudo, visto que existindo um MDT que represente de maneira mais fiel o relevo encontrado em campo, o modelo hidráulico delimitará com maior precisão o caminho que o escoamento gerado possuirá, gerando uma simulação mais confiável.

4.3. Etapa hidráulica

A etapa hidráulica foi dividida em duas partes, visto que para análise com bocas de lobo foi necessário desenvolver uma nova geometria. Isso foi necessário devido a uma limitação do programa em relação aos tipos de condições de contorno de entrada, ou seja, as condições de contorno referentes às vazões de engolimento das bocas de lobo não são possíveis de serem inseridas na parte interna do perímetro desenhado, apenas na parte externa.

A seguir serão discutidos resultados das simulações realizadas com o *software* HEC-RAS 6.4.

4.3.1. Análise sem bocas de lobo

Inicialmente foi definida a projeção UTM 22s para a simulação, uma vez que a área de estudo se encontra na cidade de Uberlândia – MG, e em seguida foi adicionado o MDT apresentado no item 4.2.

Como se trata de uma análise bidimensional, o HEC-RAS 6.4 utiliza uma área como geometria do domínio computacional. Para o estudo sem bocas de lobo, foi utilizada uma geometria que envolvesse tanto as vias quanto as quadras localizadas na região de análise. Destaca-se que essa configuração só foi possível de ser utilizada devido ao bom resultado obtido na criação do MDT, que possibilitou distinguir com clareza a diferença altimétrica entre ruas e quadras. Dessa forma, foi delimitado um perímetro para a geometria em formato retangular, com células de 1 x 1 m, como ilustra a Figura 34.

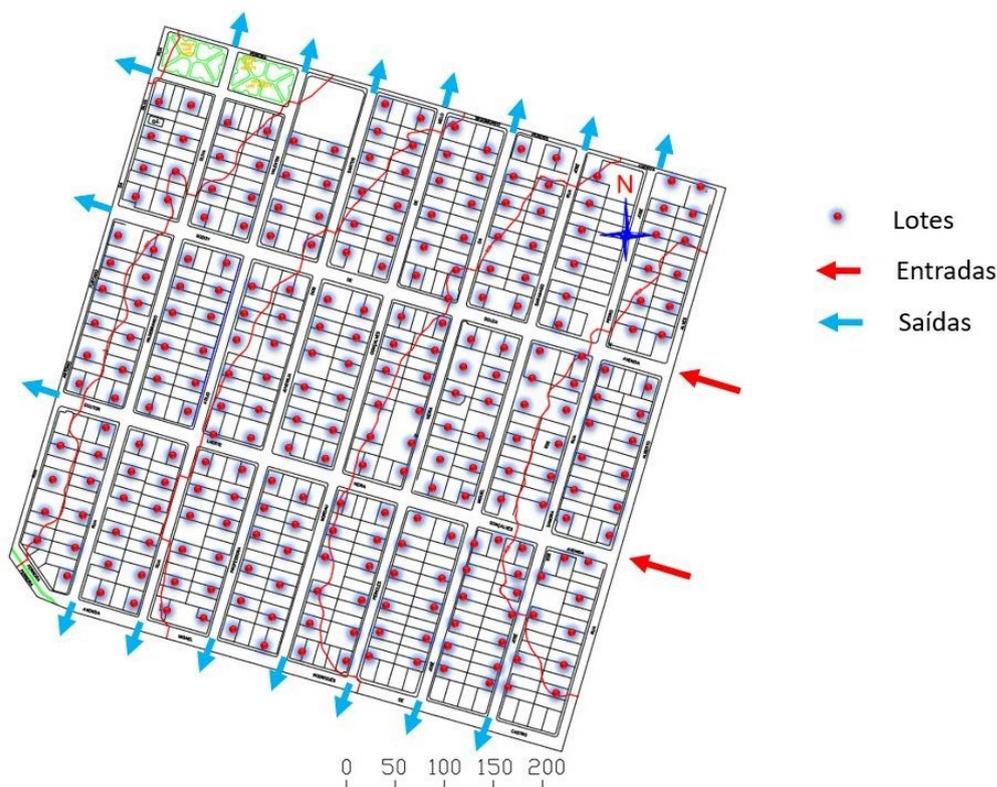
Figura 34: Perímetro retangular da área simulada



Fonte: Autor (2023)

Em seguida, foram inseridas as condições de contorno de entrada, referentes às vazões de entrada das áreas de contribuição e dos lotes, e as condições de contorno de saída, referentes aos locais a jusante da área de estudo. A Figura 35 apresenta um esquema da posição das condições de contorno inseridas.

Figura 35: Esquema condições de contorno perímetro retangular



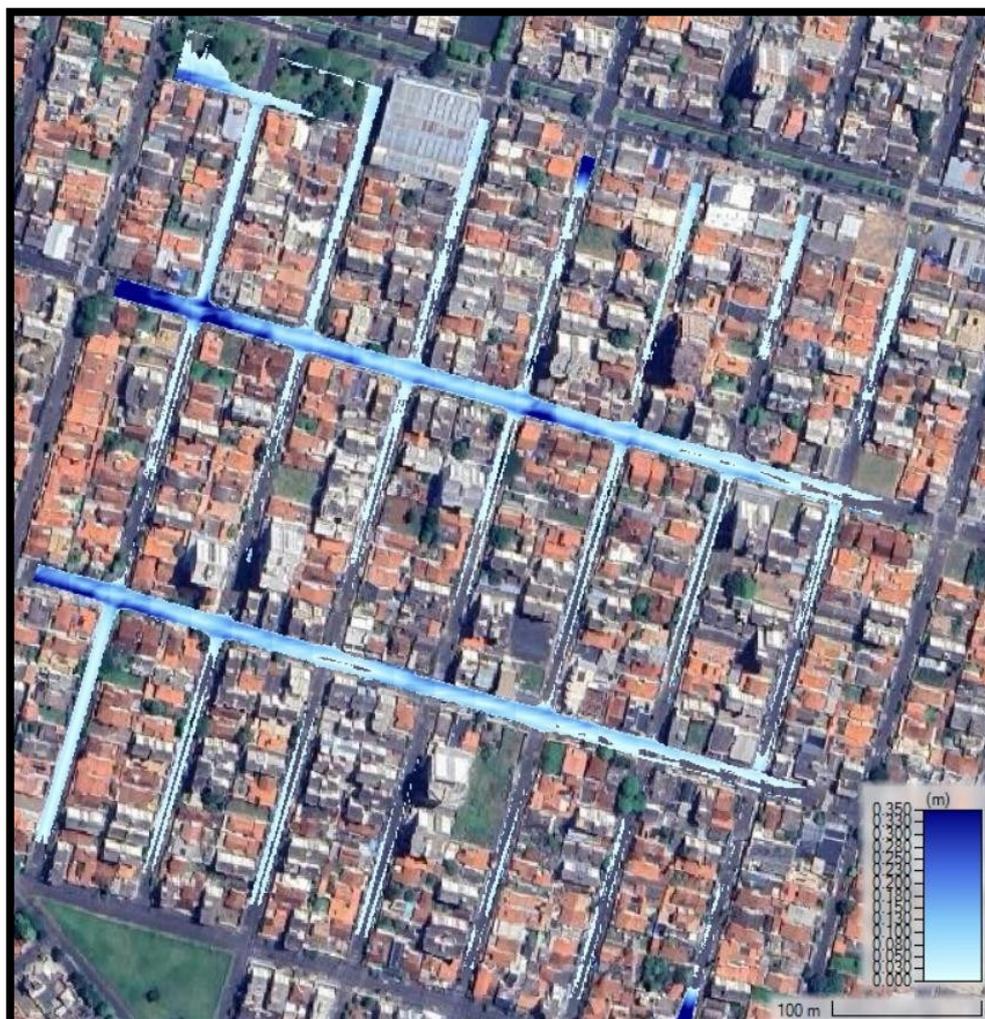
Fonte: Autor (2023)

Foram inseridas, de maneira manual, 497 condições de contorno, sendo 478 das vazões dos lotes, 2 de áreas de contribuição a montante e 17 de pontos a jusante que representam a saída do escoamento da área analisada.

Em seguida foi necessário especificar qual o tipo de cada condição de contorno. Para os lotes e áreas de contribuição, foram adotadas condições de contorno do tipo “Flow Hydrograph”, onde é possível adicionar os hidrogramas gerados na etapa hidrológica. Finalizando a inserção das condições de contorno, foi utilizada 0,005 m/m como valor de declividade da linha de energia através do item “Normal Depth” para as condições de contorno de saída.

Por fim, foi realizada a simulação bidimensional, considerando regime de escoamento transiente e intervalo de armazenamento de imagens, ambos com incrementos temporais de 1 segundo, onde foi possível gerar manchas de profundidade, ilustradas pela Figura 36.

Figura 36: Manchas de profundidades máximas em metros



Fonte: Autor (2023)

Analisando o mapa de profundidade gerado é possível perceber novamente a importância da geração de um MDT bem detalhado para o estudo hidráulico, já que mesmo considerando o domínio da simulação como a área total, a mancha de inundação ilustra escoamentos ocorrendo apenas no perímetro das vias, não invadindo as quadras. Isso se dá pelo fato dos valores das lâminas máximas se enquadrarem em valores não superiores a 0,35 m, não ultrapassando os valores definidos para a altura das muretas (delimitação entre lotes e calçadas).

Outra análise que confirma o bom desempenho da simulação é a formação de lâminas maiores localizadas em zonas a jusante do escoamento, localizadas na parte mais à esquerda do mapa. Isso se justifica por dois fatores.

O primeiro motivo está ligado ao fato de que durante o percurso do escoamento superficial na via, são somadas as vazões geradas pelos lotes localizados dentro da área de domínio, promovendo o crescimento da lâmina de água.

O segundo é referente ao desnível da região, uma vez que a zona possui cotas mais baixas dentro da área de estudo, promovendo consequentemente maiores lâminas de água, uma vez que o fluxo da água tende a se direcionar de uma zona mais alta para uma mais baixa.

Por fim, pode-se perceber também que, para uma mesma seção transversal da via, o mapa apresenta lâminas maiores nas regiões mais próximas das quadras, onde estão localizadas as sarjetas. Esse comportamento decorre das vazões dos lotes serem lançadas diretamente nas sarjetas, promovendo um aumento da lâmina de água nessas regiões.

A simulação hidráulica dentro do software HEC-RAS 6.4 também gerou mapa de velocidades máximas, apresentado pela Figura 37.

Figura 37: Mapa de velocidade máxima em m/s

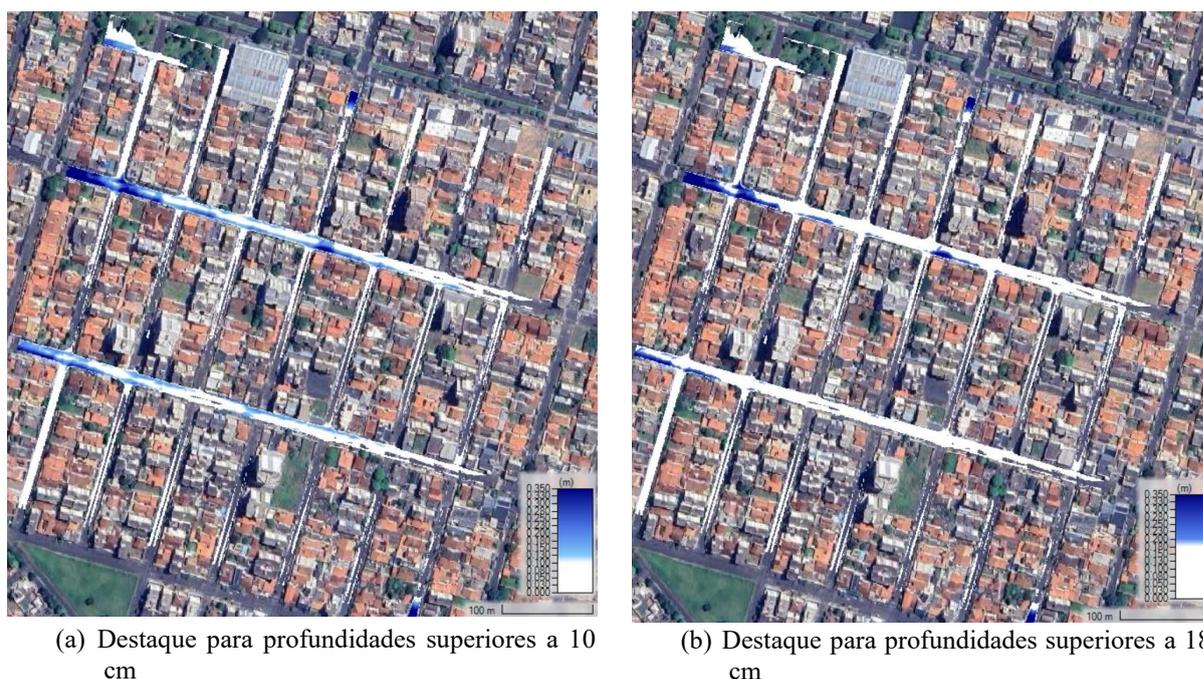


A análise do mapa de velocidades máximas reforça os apontamentos referentes ao mapa de profundidades máximas, uma vez que as maiores velocidades encontradas dentro do domínio de simulação, se encontram em conformidade às regiões onde existem maiores lâminas de água, ou seja, os dois mapas apresentam valores máximos de profundidade e velocidade alinhados. Isso destaca que as vazões nos locais onde há maiores lâminas de água, também são capazes de amplificar as velocidades nesses setores.

De acordo com as diretrizes municipais (PMU(a), 2011), são aceitáveis valores de até 0,10 m para lâminas máximas. Na simulação realizada, foram consideradas guias com altura de 18 cm.

Dessa forma, buscando analisar com mais detalhe o impacto do evento chuvoso ao sistema de drenagem, foi realizada uma alteração na legenda do mapa de profundidade, destacando zonas que possuíam valores maiores do que 10 e 18 cm, onde por sua vez haveria transbordamento de sarjetas. A Figuras 38 ilustra os mapas gerados com os valores de destaque.

Figura 38: Manchas de profundidades superiores a valores críticos em metros



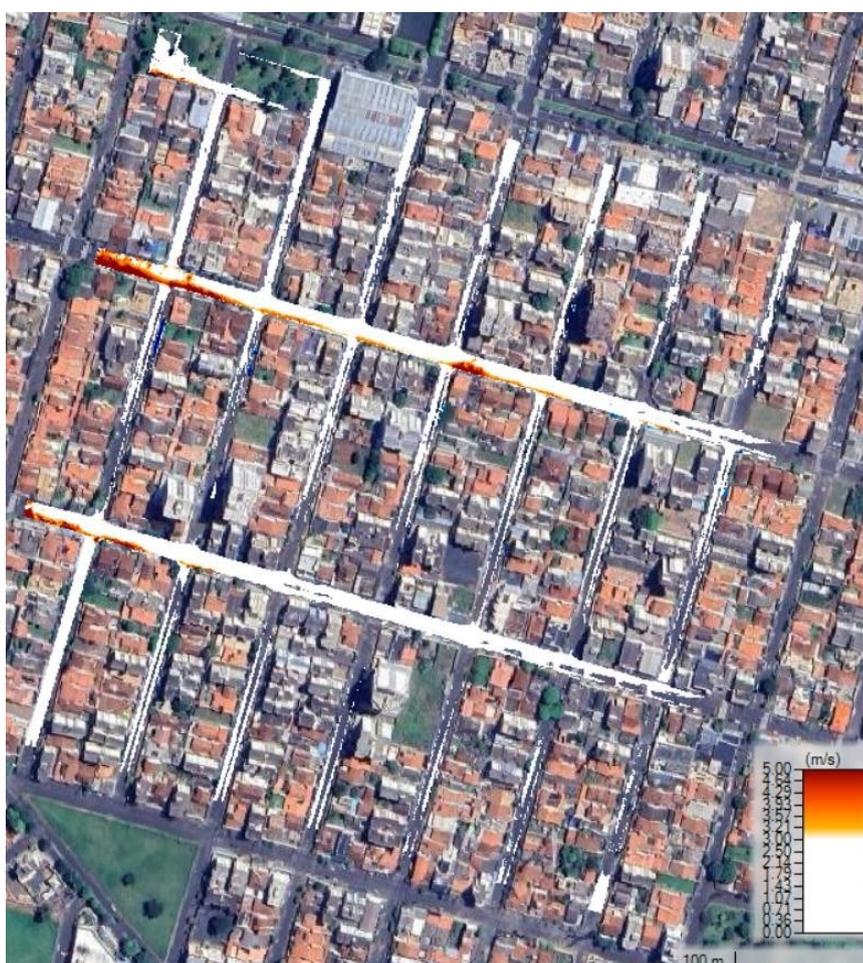
Fonte: Autor (2023)

Para as duas situações pode-se perceber que houve locais onde o escoamento superou os limites estabelecidos anteriormente, uma vez que houve regiões que ultrapassaram os valores admissíveis estabelecidos para as lâminas de água, incluindo zonas de transbordamento das sarjetas das vias modeladas para esse trabalho. Esse último caso destaca potencial de avanço do alagamento para as calçadas. Essa análise corrobora com a hipótese de que a região de

análise é carente quanto ao sistema de drenagem urbana, haja vista que as sarjetas são insuficientes para contenção e condução de todo escoamento de origem pluvial.

É também estabelecido pelo poder municipal (PMU(a), 2011) limite para velocidades máximas de 3 m/s nas sarjetas, visando reduzir processos erosivos que podem gerar desgastes no revestimento asfáltico. Com o intuito de visualizar zonas que podem ser afetadas por velocidade acima do valor limite, realizaram-se modificações na legenda das simulações, destacando zonas que possuíam valores de velocidade maiores que 3 m/s como ilustra a Figura 39.

Figura 39: Manchas de velocidade máximas superiores a 3 m/s

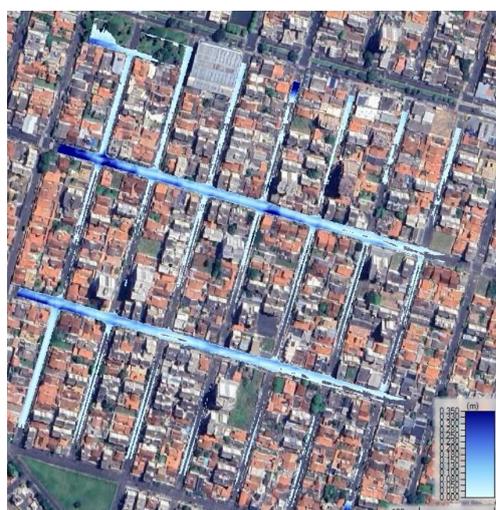


Fonte: Autor (2023)

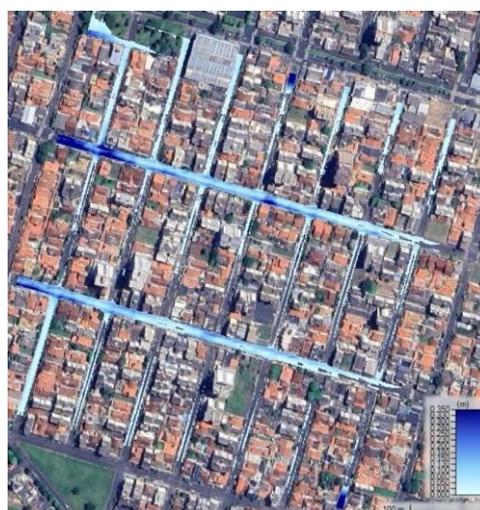
A análise da Figura 39 permite observar que há zonas que superam os valores estabelecidos para velocidades máximas o que, por sua vez, podem gerar erosões nas sarjetas e vias, prejudicando não só a eficiência do sistema de drenagem, como aumentando o risco potencial de destacamento de placas asfálticas.

Devido aos resultados obtidos, buscou-se encontrar soluções que pudessem minimizar o problema de drenagem supracitado. Para isso foi também realizada uma simulação alterando o valor de área permeável dos lotes. O intuito era verificar se um pequeno aumento da área permeável, dentro de cada lote, teria potencial de reduzir as lâminas de água conduzidas no sistema sarjeta/via. Foi adotado o valor de 20% de área permeável para todos os lotes que inicialmente possuísssem valores maiores que 80% de área impermeável, seguindo as diretrizes do poder municipal (PMU(b), 2011), e realizada uma nova simulação. Nota-se que, em relação à simulação anterior, houve um incremento de apenas 10% de área permeável nos lotes que inicialmente contavam com 90% de sua área impermeabilizada. A Figura 40 apresenta os dois cenários simulados.

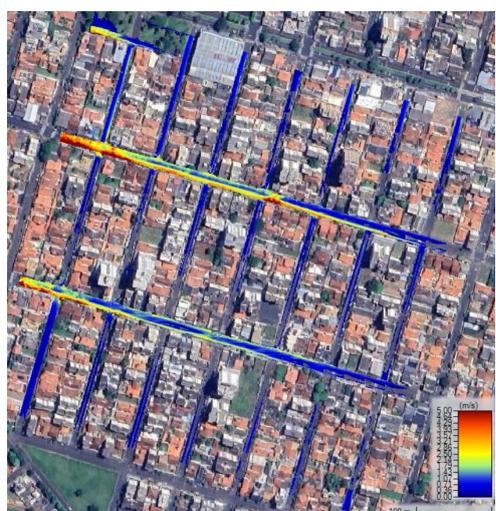
Figura 40: Comparativo de simulações após implementação de lotes com 80% de área permeável



(a) Mancha de profundidade (lotes na situação atual)



(b) Mancha de profundidade (lotes com 20% de área permeável)



(c) Mancha de velocidade (lotes na situação atual)



(d) Mancha de velocidade (lotes com 20% de área permeável)

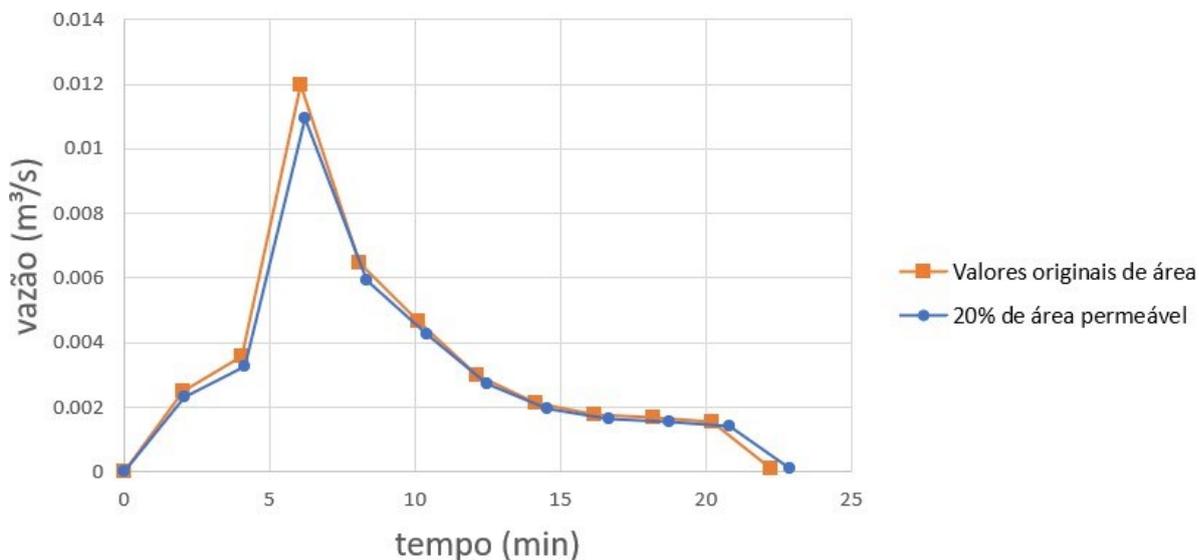
Fonte: Autor (2023)

Analisando os dois cenários simulados, pode-se concluir que o impacto com o uso de hidrogramas de lotes com 20% de área permeável não gera impacto significativo quanto à diminuição de lâmina de água e redução da velocidade do escoamento. Em outras palavras, o mero aumento de 10% de áreas permeáveis em lotes já intensamente impermeabilizados não é medida suficiente para redução dos padrões de alagamento. Isso se justifica pelo fato de haver uma mudança muito pequena no comportamento dos hidrogramas individuais quando realizada aplicação de 20% de área permeável.

Esses resultados sugerem que devem ser aplicadas taxas de impermeabilização menores do que as estipuladas pela legislação local, que estabelece limite permissível de 80%. O aumento das taxas de áreas permeáveis acima de 20% poderia permitir controle mais adequado do escoamento superficial na fonte, ampliando as taxas de infiltração, reduzindo as vazões e retardando os picos dos hidrogramas gerados nos lotes. Outra medida possível seria a adoção de reservatórios de retenção domiciliares, os quais tornariam mais amenos os hidrogramas gerados nos lotes.

A Figura 41 apresenta um comparativo entre um hidrogramas de um mesmo lote mas variando a quantidade de área permeável.

Figura 41: Comparativo de hidrogramas com áreas originais e com 20% de área permeável



Fonte: Autor (2023)

Nota-se que, em relação aos lotes originalmente 90% impermeabilizados, a aplicação de 80% de impermeabilização acarreta em redução de aproximadamente 0,001 m³/s no pico de vazão,

não sendo um valor expressivo para gerar mudanças nos mapas de profundidade e velocidade máximas.

Dessa forma, apenas seguindo as diretrizes do poder municipal quanto ao uso e ocupação do solo, não foi possível reduzir as profundidades de lâminas de água e velocidades de escoamento de maneira significativa.

4.3.2. Análise com bocas de lobo

Com o propósito de avaliar o grau de impacto da inserção de bocas-de-lobo na modelagem do escoamento, foi realizada uma nova simulação possuindo uma nova geometria.

Assim como para a simulação sem bocas de lobo, foi considerada a projeção UTM S e o MDT gerado no item 4.2 para a simulação.

Para o estudo com bocas de lobo, foi necessário utilizar uma geometria ramificada com células de 1 x 1 metro, ou seja, em vez de um polígono maior, de área aproximadamente retangular, foram consideradas, como domínio de simulação, apenas a via principal e as ruas adjacentes a ela interligadas, como ilustra a Figura 42.

Figura 42: Geometria ramificada



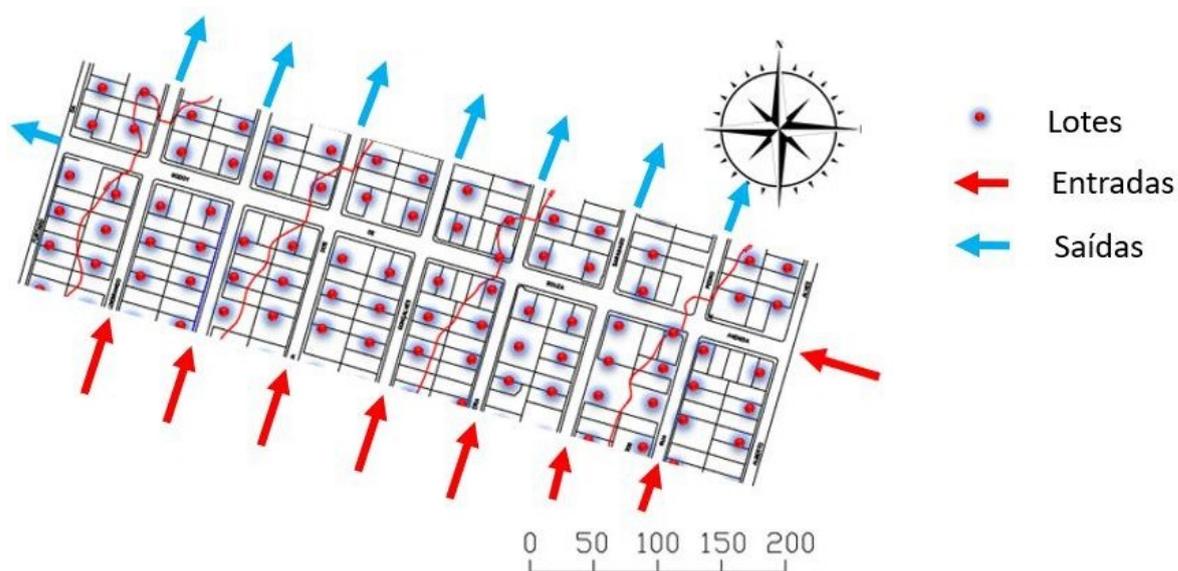
Fonte: Autor (2023)

Essa alteração geométrica visa avaliar individualmente a via mais crítica em termos de lâmina de água e velocidade máxima, auxiliando na locação de bocas de lobo ao longo do seu comprimento. Trata-se de uma conformação necessária para aplicação das condições de

contorno no programa HEC-RAS 6.4, haja vista que as bocas de lobo são simuladas como contornos externos à área delimitada. Isso não seria possível para o domínio de escoamento apresentado no item anterior.

Nessa situação, foram inseridas as condições de contorno de entrada, pertencentes às vazões de entrada das áreas de contribuição e dos lotes, e as condições de contorno de saída, pertencentes aos locais à jusante da área de estudo. A Figura 43 expõe a configuração das condições de contorno inseridas em situação inicial, sem bocas de lobo.

Figura 43: Esquema Geometria ramificada



Fonte: Autor (2023)

Foram inseridas, de maneira manual, 156 condições de contorno, sendo 140 das vazões dos lotes, 8 de áreas de contribuição a montante e 8 de pontos a jusante do escoamento.

Foi preciso também classificar os tipos de cada condição de contorno. Assim como nas simulações apresentadas no item anterior, foi atribuído aos lotes e áreas de contribuição condições de contorno do tipo “Flow Hydrograph”, onde foi permitido inserir os hidrogramas gerados na etapa hidrológica e, utilizado para condições de contorno de saída, o valor de 0,005 m/m para a declividade da linha de energia através da opção “Normal Depth” do programa.

Por fim, foi realizada a simulação bidimensional considerando regime transiente e geração de imagens com discretização de 1 segundo, onde foi possível obter manchas de profundidade e velocidade máximas, ilustradas pela Figura 44 e 45.

Figura 44: Manchas de profundidade máxima para geometria ramificada (m)



Fonte: Autor (2023)

Figura 45: Manchas de velocidade máxima para geometria ramificada (m/s)



Fonte: Autor (2023)

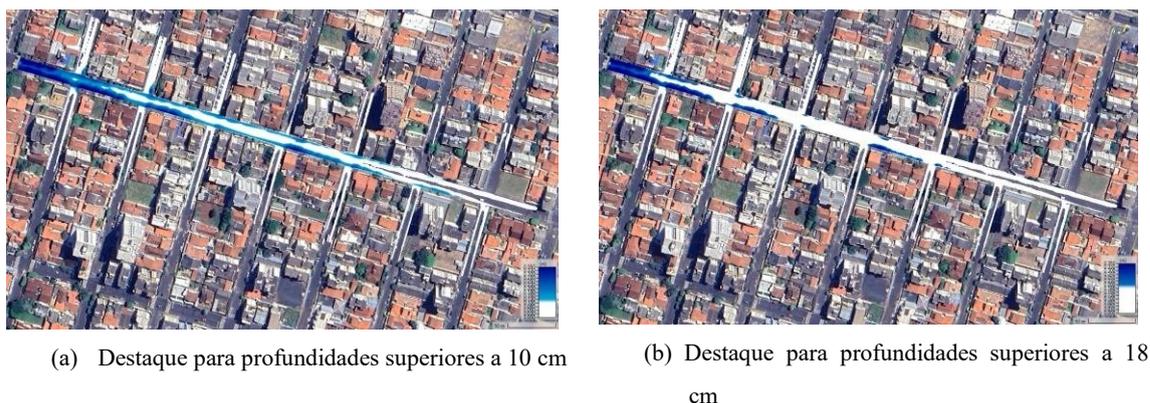
A análise das simulações com a estrutura ramificada mostra resultados semelhantes às simulações com geometria retangular, uma vez que é possível notar manchas mais intensas na

parte inferior do fluxo, localizadas à esquerda no mapa. Isso é justificado pela soma das vazões dos lotes ao longo do percurso do escoamento e também pela topografia da região, conforme mencionado anteriormente.

Além disso, é possível confirmar o bom desempenho do MDT, pois na região a montante, localizada à direita do mapa, a formação de manchas ocorre apenas nas áreas de sarjetas. Isso se justifica pelo fato de que, inicialmente, há um baixo volume de vazões provenientes dos lotes sendo lançadas nas sarjetas, fazendo com que o escoamento fique retido nessas áreas.

Conforme citado anteriormente, é admissível pelas diretrizes municipais alturas de lâmina de água inferiores a 0,10 m (PMU(a), 2011) e para a simulação realizada considerou guias com altura de 18 cm. A fim de proporcionar maior clareza na visualização das zonas que não se enquadram nesses limites, a legenda do mapa foi alterada, conforme ilustrado pela Figura 46.

Figura 46: Manchas de profundidades superiores a valores críticos em metros para geometria ramificada



Fonte: Autor (2023)

A observação das manchas geradas, evidencia a presença de zonas com valores superiores aos estabelecidos pelas normas municipais e até mesmo locais onde ocorreram transbordamentos das sarjetas, com risco potencial de avanço do alagamento para as calçadas. Visando reduzir o impacto causado pelo evento de precipitação, foi realizada uma análise do efeito das bocas de lobo do tipo simples na área de estudo, com o objetivo de enquadrar os valores da simulação dentro dos limites estabelecidos.

Nesse contexto, foram adicionadas mais condições de contorno de saída do tipo "Rating Curve", permitindo a especificação de uma retirada de vazão com base em uma curva chave do tipo vazão de engolimento x altura local da lâmina de água. Para tanto, empregou-se a equação 39, que é utilizada para calcular a vazão de engolimento de bocas de lobo (BL's) do tipo simples.

A partir desse cálculo, foi construída uma curva chave, possibilitando assim a representação da vazão de engolimento das BL's.

Para isso, foi necessário analisar inicialmente qual a melhor posição dentro da quadra para a implantação da boca de lobo. Nesse sentido, foram executadas duas simulações inserindo uma boca de lobo. Na primeira simulação, uma boca de lobo, identificada pelo ponto vermelho, foi implementada a jusante da quadra. Salienta-se que, no contexto da Figura, o ponto vermelho está ligeiramente deslocado para dentro do lote, com intuito de não bloquear a visão do leitor da lâmina de água resultante. No segundo cenário, essa mesma boca de lobo foi posicionada a montante da quadra, conforme ilustrado na Figura 47.

Figura 47: Análise de posição de boca de lobo com lâminas de água máximas



(a) BL a jusante

(b) BL a montante

Fonte: Autor (2023)

É possível observar que ao posicionar a boca de lobo a montante, seu desempenho local para a quadra de implantação é superior, pois as lâminas de água máximas formadas nas sarjetas são menores.

Outra análise também foi feita para definir a distância de impacto na redução do escoamento. Para isso, foi feita uma simulação com bocas de lobo nos dois lados da via e analisado a que distância daquele local haveria redução de lâmina de água. A Figura 44 ilustra os resultados da simulação.

Figura 48: Alcance de impacto de bocas de lobo com visualização das manchas de profundidade máxima



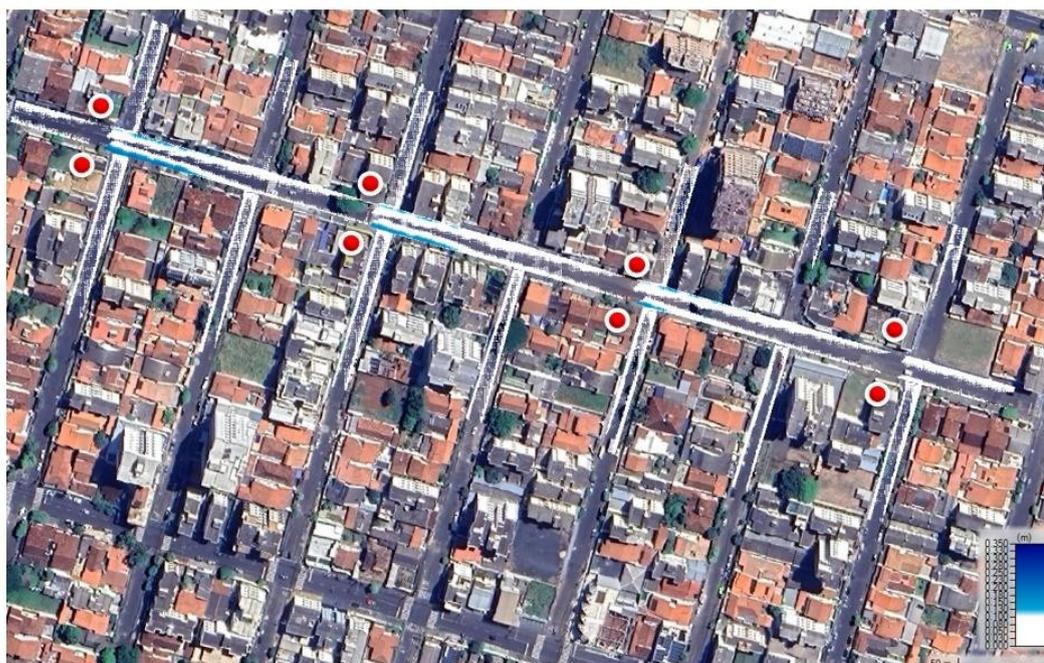
(a) Cenário sem BL

(b) BL implementadas nas margens da via

Fonte: Autor (2023)

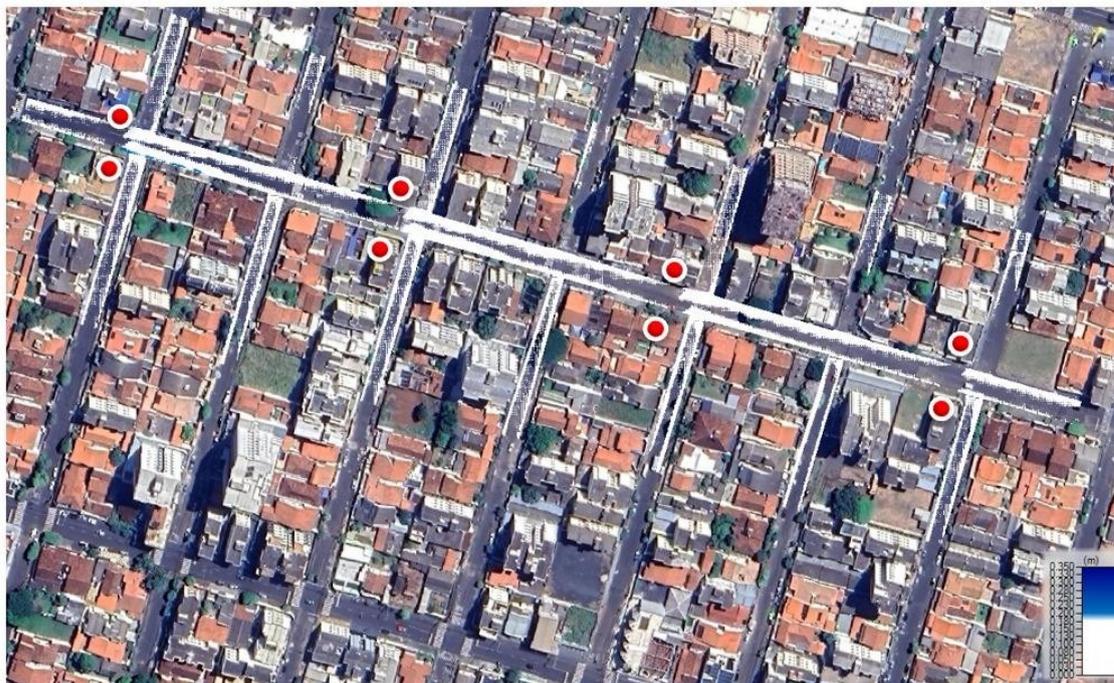
Ao analisar a Figura 43, é possível verificar que as bocas de lobo (BL's) podem resultar em uma redução significativa no escoamento da quadra seguinte à qual foram implantadas. Com isso, foi conduzida uma simulação na qual as BL's foram alocadas a montante das quadras, de forma intercalada, gerando as Figuras 49 e 50.

Figura 49: Manchas de profundidades superiores a 10 cm para geometria ramificada e BLs intercaladas



Fonte: Autor (2023)

Figura 50: Manchas de profundidades superiores a 18 cm para geometria ramificada e BIs intercaladas



Fonte: Autor (2023)

Analisando as imagens ilustradas nas Figuras anteriores, pode-se perceber que há uma redução significativa das áreas que superam os valores máximos permissíveis para a lâmina de água máxima. Entretanto, ainda existem zonas em que o escoamento supera esses limites. Isso evidencia a carência da região para o cenário atual, onde não existe cobertura suficiente de bocas de lobo no local, evidenciando ainda o motivo dos alagamentos ocorridos e justificando a implantação de BI's na área.

Ao observar as simulações, nota-se uma redução significativa na altura da lâmina de água do escoamento. Especificamente em relação ao problema do transbordamento das sarjetas, a redução foi completa, ou seja, não há um volume significativo de áreas propensas ao extravasamento do escoamento nas sarjetas.

No entanto, a simulação indica que ainda existem regiões em que o escoamento ultrapassa os limites estabelecidos pelo órgão municipal, pois, no mapa que evidencia valores abaixo de 10 cm, ainda surgem manchas de coloração azulada, indicando valores de lâmina maiores que o limite normativo. Esse comportamento demonstra que, mesmo com a implantação de bocas de lobo, não se obteve todos os limites estabelecidos.

Dessa forma, com o objetivo de determinar a quantidade de bocas de lobo necessárias para garantir o cumprimento de todos os limites, realizou-se outra simulação onde foram alocadas bocas de lobo em todas as quadras, conforme ilustrado na Figura 51.

Figura 51: Manchas de profundidades superiores a 10 cm para geometria ramificada e BLs em todas as quadras

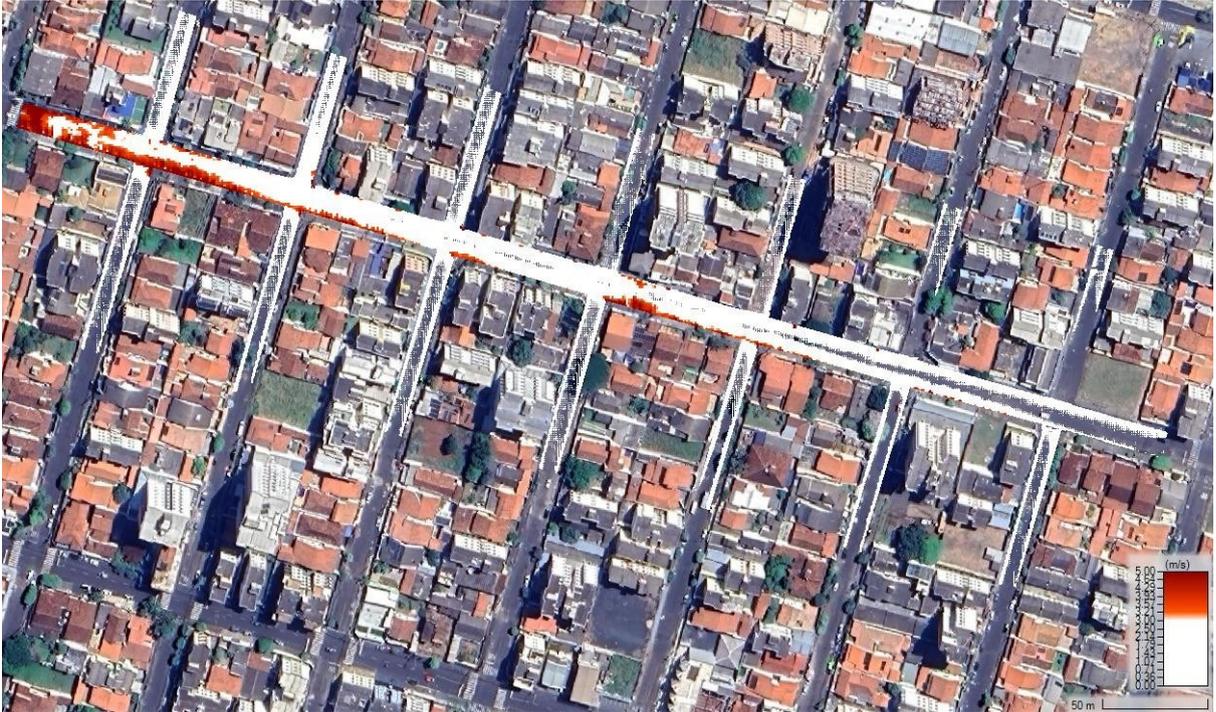


Fonte: Autor (2023)

A analisar a simulação, constatou-se que ao alocar bocas de lobo em todas as quadras, todos os limites foram respeitados, resultando em um cenário em que não ocorrem transbordamentos de sarjetas e cumprimento das diretrizes do município.

Quanto à velocidade do escoamento, que deve ser limitada a 3 m/s conforme as normas municipais (PMU(a), 2011), foi realizada uma análise semelhante. Inicialmente analisou-se o cenário sem BL's para que fosse possível observar com maior clareza as zonas mais críticas, apresentadas pela Figura 52.

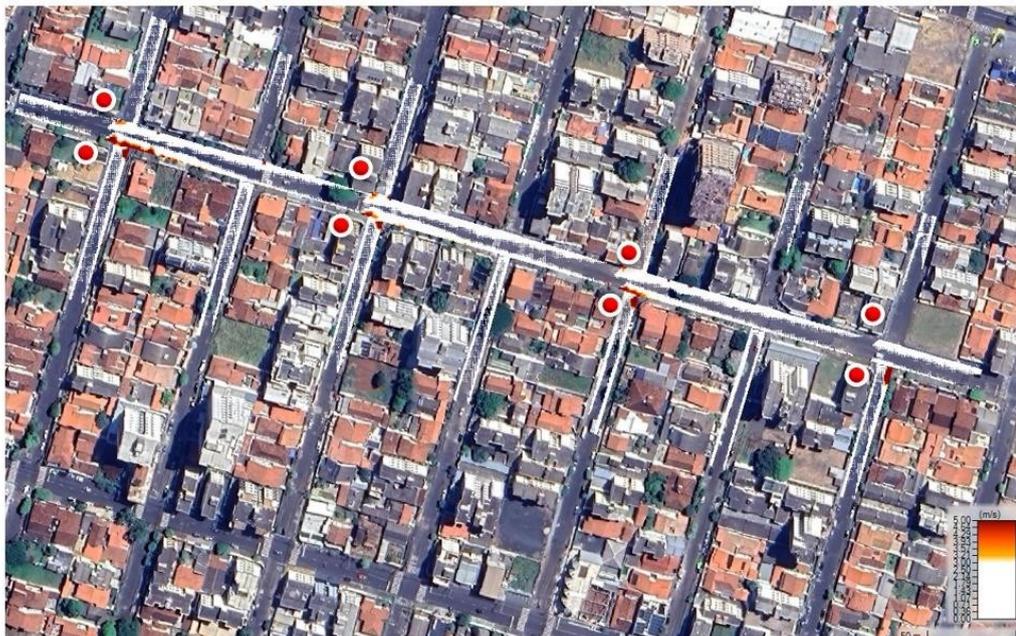
Figura 52: Manchas de velocidade máximas menores que 3 m/s para geometria ramificada



Fonte: Autor (2023)

Uma vez que a Figura 52 demonstra zonas onde há valores superiores a 3m/s, procedeu-se a uma análise para a simulação com bocas de lobo alocadas de forma intercalada nas quadras, conforme ilustrado na Figura 53.

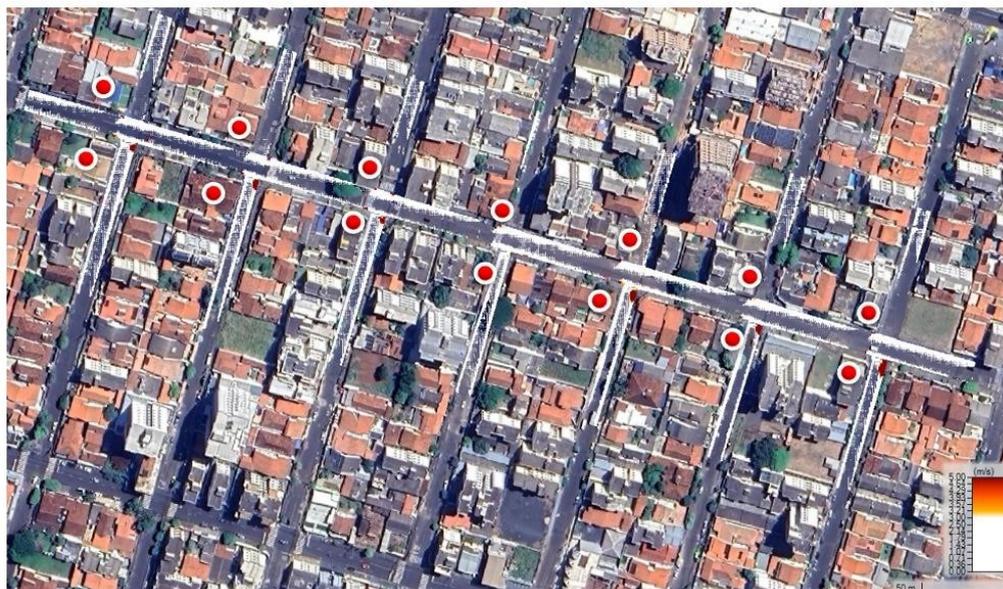
Figura 53: Manchas de velocidade máxima de até 3 m/s para geometria ramificada (m/s) com BLs intercaladas



Fonte: Autor (2023)

Pode-se notar uma redução significativa das zonas que podem sofrer com velocidades de escoamento excessivas, uma vez que o mapa ainda apresenta manchas em tons avermelhados. Entretanto, não foi possível atingir um resultado onde não haja zonas prejudicadas pelo excesso de velocidade. Portanto, foi realizada mais uma simulação, considerando um cenário onde todas as quadras possuem BI's, resultando na Figura 54.

Figura 54: Manchas de velocidade máxima de até 3 m/s para geometria ramificada (m/s) com BLs em todas as quadras



Fonte: Autor (2023)

É perceptível que a implantação de bocas de lobo resultou em uma diminuição significativa das zonas com velocidades acima de 3 m/s, embora, a rigor, não tenha eliminado completamente essas áreas. Para alcançar um resultado ainda mais eficiente, é viável realizar simulações com diferentes tipos de bocas de lobo ou aumentar o número de bocas de lobo inseridas, buscando eliminar totalmente todas as manchas avermelhadas (onde as velocidades que superam o limite máximo permitido). Essas alternativas podem proporcionar uma maior efetividade na redução dos processos de desgaste do pavimento no cenário analisado.

Dessa forma, constatou-se que foram necessárias 8 bocas de lobo para evitar o transbordamento das sarjetas e 14 bocas de lobo para o cumprimento das normas estabelecidas pelo órgão municipal quanto à altura da lâmina de água e reduzindo, praticamente a zero, as áreas que não respeitavam os limites estabelecidos em relação à velocidade de escoamento.

Por fim, pode-se concluir que com a implantação de bocas de lobo, foi possível melhorar significativamente o escoamento das águas pluviais e reduzir os problemas de transbordamento e erosão nas vias públicas.

5. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo desenvolver uma metodologia de simulação com o propósito de prever áreas alagáveis resultantes do transbordamento de sarjetas em vias públicas durante e imediatamente após eventos de precipitação.

Nessa perspectiva, um modelo hidrológico foi elaborado para gerar hidrogramas provenientes dos lotes situados na área de estudo, bem como das áreas adjacentes. Esse modelo permite a determinação dos valores de vazão que seriam direcionados para as sarjetas provenientes dos lotes e também das vazões introduzidas na área de estudo devido à contribuição de bacias situadas a montante.

A simulação do escoamento no sistema sarjeta/via e a obtenção dos mapas de alagamentos foi realizada por meio do software HEC-RAS 6.4, o qual foi alimentado com os hidrogramas previamente gerados e um modelo digital de terreno contendo as informações referentes aos desníveis identificados na área de estudo.

A análise dos resultados obtidos permitiu observar que os dados gerados na etapa hidrológica do estudo apresentaram padrões satisfatórios. Tanto os hietogramas quanto os hidrogramas gerados, exibiram curvas semelhantes às curvas tipicamente associadas a eventos chuvosos que resultam em alagamentos, onde as curvas apresentam um pico no início do evento chuvoso, seguido por uma redução gradual.

Outro aspecto que corrobora para a afirmação de que o modelo apresentou resultados satisfatórios é a observação do amortecimento nos hidrogramas dos lotes conforme o valor do coeficiente de runoff foi reduzido. Esse comportamento evidencia como o valor de abstração inicial varia de acordo com a capacidade de infiltração dos lotes. Além disso confirma a importância do controle de enchente na fonte.

Também deve ser destacado o bom desempenho do Modelo Digital de Terrano (MDT) gerado na etapa hidráulica. Esse bom desempenho pode ser atribuído ao fato de o MDT ter sido crucial para a geração de escoamentos apenas nas vias quando a geometria que englobava tanto as quadras quanto as vias em seu perímetro interno, foi adotada.

Além disso, o uso do Modelo Digital de Terreno (MDT) também permitiu observar a formação de lâminas de água inicialmente nas margens das vias, precisamente onde estão localizadas as sarjetas. Esse resultado confirmou a existência do abaulamento das vias.

As simulações hidráulicas também foram de extrema importância para o estudo. Através dessas simulações foi possível gerar manchas de inundações, que proporcionaram a visualização de áreas mais suscetíveis à formação de lâmina de água maiores, o que por sua vez as enquadra em zonas mais propícias a transbordamento nas sarjetas e processos erosivos mais severos.

Outro aspecto que foi possível observar através dos mapas gerados, foi o impacto da utilização de lotes com 20% de área permeável, seguindo as normas municipais. Foi possível visualizar que a mudança não gerou um impacto significativo, não gerando uma modificação significativa nas manchas previamente geradas. Esse resultado se justifica pelo fato de que os hidrogramas de lotes com 90% e 80% de área impermeável apresentaram comportamentos hidráulicos semelhantes.

Esse resultado é relevante, pois sugere que para o cenário simulado, pequenas mudanças na permeabilidade dos lotes não foi suficiente para alterar de forma expressiva o perfil do escoamento superficial gerado. Em loteamentos intensamente impermeabilizados, resultados mais efetivos seriam obtidos em condições onde as áreas permeáveis atingem proporções superiores a 20%. Em termos de pequenos lotes residenciais (da ordem de 300 a 360 m²), o aumento da proporção de áreas permeáveis acima de 20%, embora desejável em termos de controle de enchente, torna-se impraticável diante de fiscalização insuficiente. Isso revela que reservatórios de retenção domiciliares são alternativas para redução das vazões introduzidas nas sarjetas pelos lotes. Todavia, fiscalização ainda seria necessária para que esses reservatórios tenham projeto, execução e manutenção adequados e não se transformem em focos para vetores de doenças.

A análise das bocas de lobo revelou claramente a importância de um sistema de drenagem adequado para atender às demandas da região estudada. A implantação de bocas de lobo foi fundamental para a redução do escoamento superficial, contribuindo significativamente para evitar o transbordamento das sarjetas e para garantir que os limites estabelecidos pelo órgão municipal referentes à altura de lâmina de água e velocidade máximas nas sarjetas, fossem respeitados em quase sua totalidade.

A simulação realizada demonstrou que a quantidade e o posicionamento adequados das bocas de lobo tiveram um impacto positivo na gestão de drenagem urbana, uma vez que a implantação

de 8 bocas de lobo foi suficiente para evitar o transbordamento das sarjetas, enquanto a utilização de 14 bocas de lobo praticamente garantiu o cumprimento dos limites de lâmina de água e velocidade máxima nas sarjetas.

Como trabalhos futuros pode-se ainda estudar o impacto que diferentes tipos de bocas de lobo podem gerar no sistema de drenagem da região ou ainda o efeito gerado pela implantação de reservatórios de água pluvial dentro das residências.

Convém destacar que a implantação de bocas de lobo, embora resolva problemas de alagamentos locais, potencializa o surgimento de inundações a jusante. Trata-se de uma alternativa para loteamentos intensamente impermeabilizados. Por isso, na implantação de loteamentos, o controle de enchentes na fonte é opção prioritária e desejável, com manutenção de áreas permeáveis que facilitam a infiltração. Isso permite atenuar os picos de vazão descarregados pelos lotes, conseqüentemente reduzindo as lâminas de água nas vias públicas.

Ainda que não simulados neste trabalho, a metodologia aqui apresentada tem potencial de prever os benefícios das áreas de infiltração remanescentes (como bosques ou parques urbanos) ou da implantação de reservatórios de retenção domiciliares, cujos cenários levariam à redução das manchas de alagamento nas vias.

Por fim, pode-se concluir que o presente trabalho oferece uma contribuição significativa para a gestão de drenagem urbana, fornecendo uma metodologia capaz de gerar informações pertinentes para uma abordagem mais eficaz e sustentável na prevenção e controle de alagamentos em áreas urbanas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, Marcel Carvalho. Desempenho de métodos de desagregação de chuvas intensas. 2018. 140 f. 2018. Tese de Doutorado. Tese (Doutorado)-Curso de Meteorologia Agrícola, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa Minas Gerais–Brasil, 2018. Disponível em:< encurtador. com. br/nBNV0>. Acesso em: 26 ago.

ABREU, Fernando Girardi de; SOBRINHA, Lôide Angelini; BRANDÃO, João Luiz Boccia. Análise da distribuição temporal das chuvas em eventos hidrológicos extremos. Engenharia Sanitaria e Ambiental, v. 22, p. 239-250, 2017. <https://doi.org/10.1590/s1413-41522016146750>

AKAN, A. O. Open channel hydraulics. EUA: Elsevier, 2011.

ALAMY FILHO, J. E.; et al. Eficiência hidrológica de telhados verdes para a escala de loteamentos residenciais. Soc. & Nat. Uberlândia. Vol. 28, n. 2, p. 257-272. mai/ago. 2016. <https://doi.org/10.1590/1982-451320160206>

ALBRIGO, N. S.; PEREIRA, M. T. S.; SOARES, N. T. D.; ANDRADE, G. S.; SOUZA, V. A. S.; ROSA, A. L. D. Determinação da curva de intensidade-duração-frequência do município de Cruzeiro do Sul – Acre. Ciência e Natura, Santa Maria, v. 43, e30, p. 1–13, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.5902/2179460X38301>. Acesso em: 15, abril, 2022.

ANA-AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. PNSH. 2020. Disponível em: <https://pnsh.ana.gov.br/monitoramento> . Acesso em 10 nov. 2020.

ANDRADE, Ricardo Fernandes de. Preliminary engineering geological mapping in a scale of semidetail (1:25.000) of the urban expansion area of the Uberlândia - MG. 2005. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharias) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10844: Instalações prediais de águas pluviais. Rio de Janeiro. 1989.

BABU, P. S.; MISHRA, S. K. Improved SCS-CN-Inspired Model. Journal of Hydrologic Engineering, v. 17, n. 11, p. 1164-1172, 2012. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000435](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000435)

BAPTISTA, Márcio Bnedito; COELHO, Márcia Maria Lara Pinto; CIRILO, José Almir; MASCARENHAS, Flávio César Borba. Hidráulica Aplicada. Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, Brasil, p. 371, 2003.

BEMÚDEZ, A.;C. RODRÍGUEZ, C.; VILAR, M.A. Solving Shallow Water Equations by a Mixed Implicit Finite Element Method. IMA J. Numer. Anal., 11:79–97, 1991. <https://doi.org/10.1093/imanum/11.1.79>

BOUNDS, Daniel G.; GALI, Susen. Updated Hydrologic Model Development for the Little Calumet River Watershed. In: Watershed Management 2010: Innovations in Watershed Management under Land Use and Climate Change. 2010. p. 1394-1404. [https://doi.org/10.1061/41143\(394\)125](https://doi.org/10.1061/41143(394)125)

BORGES, Fernanda Oliveira et al. Caracterização morfométrica e delimitação de áreas com tendência à inundação da bacia hidrográfica do ribeirão Bom Jardim, Uberlândia-MG: subsídios para o planejamento ambiental e urbano. 2019.

BRUNO, LEONARDO DE SOUZA. Impactos econômicos e sociais de inundações em bacia hidrográfica urbana. 2021.

CALÇADA, M. C.; PORTELA, M. M., MATOS, J. Análise de cheias e delimitação de zonas inundáveis em Timor Lestes. In: CONGRESSO DA ÁGUA, 7., 2004. Anais... Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, 2004.

CARVALHO, T. P. Modelagem do escoamento transcrito sob regime permanente e transiente em canais. 2021. 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental e Sanitária) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2021.

CANHOLI, A.P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos. 2014.

COLLISCHONN, Walter; DORNELLES, Fernando. Hidrologia para engenharia e ciências ambientais. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, v. 1, p. 336, 2013.

CHOW, V.T.; MAIDMENT, D.R.; MAYS, L.W. Applied Hydrology. New York: McGraw-Hill Inc., 1988.

COELHO, Márcia Maria Lara Pinto; DE ARAÚJO LIMA, José Geraldo. Eficiência Hidráulica de Bocas de Lobo Situadas em Sarjetas de Greide Contínuo. **RBRH. Revista brasileira de recursos hídricos**, v. 16, n. 2, p. 133-143, 2011. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v16n2.p133-143>

CRUZ, J. S. et.al. Equações de chuvas intensas com dados CPC morphing technique (CMORPH) para o município de Altamira – PA. Irriga, Botucatu, v. 24, n. 1, p. 192-207, 2019. <https://doi.org/10.15809/irriga.2019v24n1p192-207>

DAEE/CETESB – Drenagem Urbana: Manual de Projeto. São Paulo: 43p., 2012.

DA FONSECA NETO, Gastão Cerquinha et al. Modelagem Bidimensional para a Verificação Hidráulica da Canalização de um Trecho do Rio Fragoso em Olinda (Pernambuco, Brasil). Revista Brasileira de Geografia Física, v. 13, n. 6, p. 2963-2977, 2020. <https://doi.org/10.26848/rbgf.v13.6.p2963-2977>

DA SILVA, R. C. V.; MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G. Hidráulica Fluvial. v. 1, 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2007.

DA SILVEIRA, André Luiz Lopes. Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. **Rev Bras Recur Hídricos**, v. 10, n. 1, p. 5-23, 2005.

DE ARAUJO LIMA, Jose Geraldo. Investigações experimentais da eficiência hidráulica em bocas-de-lobo em greide contínuo. 2007.

DECINA, Thiago Galvão Tiradentes. Análise de medidas de controle de inundações a partir da avaliação de cenários de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do Córrego do Gregório, São Carlos-SP. 2012. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

DE SENNA, Rafael Salgado et al. Metodologias para estimativa dos parâmetros da equação de chuvas intensas no Estado do Espírito Santo. Revista Engenharia na Agricultura-Reveng, v. 18, n. 6, p. 496-503, 2010. <https://doi.org/10.13083/1414-3984.v18n06a05>

DNIT. Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem. 2005.

DOS REIS, Patrícia Antunes; SCHMIDT, Marcio Augusto Reolon. Avaliação dos Modelos HEC-RAS e GRASS na Identificação de Áreas Vulneráveis a Inundações em Áreas Urbanas. Anuário do Instituto de Geociências, v. 40, n. 1, p. 115-126, 2017. https://doi.org/10.11137/2017_1_115_126

ESCOBAR-SILVA, E.V.; ALMEIDA, C.M.d.; SILVA, G.B.L.d.; Bursteinas, I.; Rocha Filho, K.L.d.; de Oliveira, C.G.; Fagundes, M.R.; Paiva, R.C.D.d. Assessing the Extent of Flood-Prone Areas in a South American Megacity Using Different High Resolution DTMs. Water 2023, 15, 1127. <https://doi.org/10.3390/w15061127>

KAR, R. et al. Monitoring spatio-temporal dynamics of urban and peri-urban landscape using remote sensing and GIS—A case study from Central India. The Egyptian Journal of Remote Sensing and Space Science, v. 21, n. 3, p. 401-411, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.ejrs.2017.12.006>

KHALAJ, Mohammad Rostami; NOOR, Hamzeh; DASTRANJ, Ali. Investigation and simulation of flood inundation hazard in urban areas in Iran. Geoenvironmental Disasters, v. 8, n. 1, p. 1-13, 2021. <https://doi.org/10.1186/s40677-021-00191-1>

KNEBL, M. R. et al. Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/RAS: a case study for the San Antonio River Basin Summer 2002 storm event. Journal of Environmental Management, v. 75, n. 4, p. 325-336, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2004.11.024>

FALCETTA, Filipe AM; CORSI, Alessandra C. Validação de mapeamento de inundações urbanas utilizando os modelos hec-hms e hec-ras acoplados a dados de cartas topográficas e da srtm. Xxii simpósio brasileiro de recursos hídricos. 2017.

FAN, Fernando Mainardi et al. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. Rbrh: Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, RS. Vol. 19, n. 4 (out./dez. 2014), p. 137-147, 2014. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v19n4.p137-147>

FASSONI DE ANDRADE, Alice César. Mapeamento e caracterização do sistema rio-planície da Amazônia central via sensoriamento remoto e modelagem hidráulica. 2020.

FERIOLI, André Tayt-Sohn. Métodos Computacionais Para Modelagem Hidrodinâmica De Alagamentos—Estudo Comparativo De Métodos Bidimensional E Quasi-2d. 2020.

FHWA, Federal Highway Administration. Urban Drainage Design Manual. 2013.

FORMIGA, K. T. M.; CARVALHO, M.; SILVA, K. A.; SOARES, A. K. Calibração do Storm Water Management Model (SWMM) utilizando algoritmos evolucionários multiobjetivo. Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 21, n. 4, p. 697-707, dez. 2016. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1413-41522016131862>

FRANCISCHET, Marcelo Martinelli. Análise da influência dos reservatórios de detenção domiciliares no escoamento superficial urbano. 195 f. Dissertação (Mestrado em Engenharias) -Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2012. DOI <https://doi.org/10.14393/ufu.di.2012.205>

GERMANO, A; TUCCI, C. E. M; SILVEIRA, A. L. L.. Estimativa dos Parâmetros do Modelo IPH-II para Algumas Bacias Urbanas Brasileiras. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v.3, n.4, p.103-120.1998. DOI: <http://doi.org/10.21168/rbrh.v3n4.p103-120>

GOULART, Letícia Pena; MATSUOKA, Jaqueline Vicente. Análise das áreas suscetíveis à alagamentos e inundações na área urbana do município de Uberlândia–mg utilizando geoprocessamento e o método de análise hierárquica ahp. *Revista GeTeC*, v. 10, n. 34, 2021.

HUFF, F.A. Time distribution of rainfall in heavy storms. *Water Resources Research*, v. 3, n. 4, p. 1007-1019. 1967. <https://doi.org/10.1029/WR003i004p01007>

IROUME, Junior Yves-Audrey et al. The 21st August 2020 Flood in Douala (Cameroon): A Major Urban Flood Investigated with 2D HEC-RAS Modeling. *Water*, v. 14, n. 11, p. 1768, 2022. <https://doi.org/10.3390/w14111768>

JÚNIOR, A. R. B., 2015. Elementos de Hidrologia Aplicada - UFOP - Universidade Federal de Ouro Preto 92–155.

LABORATÓRIO DE EFICIÊNCIA ENERGÉTICA E HIDRÁULICA EM SANEAMENTO (LENHS). Manual do Usuário EPA SWMM 5.0 (Tradução). UFPB: 2012.

LEITÃO, Francisco Thibério Pinheiro. Modelagem hidrodinâmica 1D, 1D/2D e 2D do efeito de maré no Rio Cocó. 2018.

LOBEIRO, Adilandri Mércio. Solução das equações de Saint Venant em uma e duas dimensões usando o Método das Características. 2012. 315 f. Tese (Doutorado em Ciências) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

LUCAS, Ariovaldo Antonio Tadeu et al. Calibração do modelo hidrodinâmico MIKE 11 para a sub-bacia hidrográfica do rio Piauitinga, Sergipe, Brasil. **Ambiente & Água-An Interdisciplinary Journal of Applied Science**, v. 5, n. 3, p. 195-207, 2010.

MACCHIONE, Francesco; MORELLI, MARIA Assunta. Practical aspects in comparing shock-capturing schemes for dam break problems. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 129, n. 3, p. 187-195, 2003. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2003\)129:3\(187\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:3(187))

MARQUES, A. P. V. A Produção Do Espaço Urbano No Loteamento Vila Marielza Em Uberlândia (Mg) 1981/2017: contradições espaciais e jurídicas na busca pelo direito à cidade. 2018. 118 f. Tese (Doutorado) - Curso de Geografia, Universidade 108 Federal de Goiás, Catalão - Go, 2018.

MARWELL, D. T. B. (2009). Modelo de Transição de Regime de Escoamento na Simulação de Transientes Subatmosféricos em Adutoras de Água. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM – 122/2009, departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139p.

MENDES, Thiago Augusto et al. Uso do modelo HEC-RAS com base em informações de LiDAR para avaliação de inundações urbanas. *Engenharia Sanitaria e Ambiental*, v. 27, p. 141-157, 2022. <https://doi.org/10.1590/s1413-415220200276>

MISHRA, Surendra Kumar; SINGH, Vijay. Soil conservation service curve number (SCS-CN) methodology. Springer Science & Business Media, 2003. <https://doi.org/10.1007/978-94-017-0147-1>

MOTA, Taina Ulhoa et al. Associação entre os métodos SCS-CN e GRADEX para cálculo de vazões máximas. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

NETTO, Azevedo; Y FERNÁNDEZ, Miguel Fernández. Manual de hidráulica. Editora Blucher, 2015.

NORMA NBR 10844: (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989). Instalações prediais de águas pluviais. 1989

OLIVEIRA, GG de; GUASSELLI, Laurindo Antonio. Relação entre Suscetibilidade a Inundações e a Falta de Capacidade nos Conduitos da Sub-bacia do Arroio da Areia, em porto Alegre/RS. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 16, n. 1, p. 5-15, 2011. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v16n1.p5-15>

PEREIRA, A. K. B.; SILVA, M. S.; ESCARIZ, R. C.; CARVALHO, N. B. PROPOSTA DE MICRODRENAGEM PARA REDUÇÃO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO NO LOTEAMENTO GUARICEMA EM ARACAJU-SE. Caderno de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas - UNIT - SERGIPE, [S. l.], v. 5, n. 2, p. 29, 2019. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/cadernoeexatas/article/view/6373>. Acesso em: 20 abr. 2022.

PMU (a), Prefeitura Municipal de Uberlândia. (2011). Lei Complementar 523/ que aprova o Manual de Orientação de Análise e Aprovação de Loteamento no Município de Uberlândia – MG, para cada processo de Loteamento / Reloteamento. Disponível em: <https://www.uberlandia.mg.gov.br/prefeitura/secretarias/obras/loteamentos/>. Acesso em 25 maio. 2023.

PMU (b), Prefeitura Municipal de Uberlândia. (2011). Lei Complementar 525/ que aprova o Zoneamento do Uso e Ocupação do Município de Uberlândia para cada processo de Loteamento / Reloteamento. Disponível em: <https://leismunicipais.com.br/plano-de-zoneamento-uso-e-ocupacao-do-solo-uberlandia-mg>. Acesso em 24 julho. 2023.

POPESCU, I. Computational Hydraulics: Numerical Methods and Modelling. Londres: IWA, 2014. <https://doi.org/10.2166/9781780400457>

PORTO,R.L; ZAHED FILHO, K.; TUCCI, C.E.M; BIDONE, F. DRENAGEM URBANA. In: TUCCI, C.E.M (Org.). Hidrologia: Ciência e Aplicação. 2 edição, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 805-848, 2001.

PRUSKI, F.F; BRANDÃO, V.D..S; SILVA, D.D.D. escoamento superficial. Viçosa: Ed. UFV, 2003. 88P.

REZENDE, Greyce Bernardes de Mello et al. Modelo hidrológico e hidráulico para estimativa e delimitação de áreas inundadas: uma ferramenta de auxílio à elaboração de planos diretores de drenagem urbana. 2012.

ROE, Philip L. Approximate Riemann solvers, parameter vectors, and difference schemes. *Journal of computational Physics*, v. 135, n. 2, p. 250-258, 1997. <https://doi.org/10.1006/jcph.1997.5705>

ROSMAN, P.C.C.; MASCARENHAS, F.C.B.; MIGUEZ, M.G.; CAMPOS, R.O.G., EIGER, S. Métodos numéricos em recursos hídricos 5. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2001.

SARTORI, Aderson; LOMBARDI NETO, Francisco; GENOVEZ, Abel Maia. Classificação hidrológica de solos brasileiros para a estimativa da chuva excedente com o método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 4, p. 05-18, 2005. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v10n4.p5-18>

SÃO PAULO. (2012) Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos. São Paulo: SMDU. 130 p.

SATRIAGASA, M.C.; TONGDEENOK, P.; KAEWJAMPA, N. Assessing the Implication of Climate Change to Forecast Future Flood Using SWAT and HEC-RAS Model under CMIP5 Climate Projection in Upper Nan Watershed, Thailand. *Sustainability* **2023**, *15*, 5276. <https://doi.org/10.3390/su15065276>

SCHAAKE, J. C., GEYER, J. C., KNAPP, J. W., 1967, Experimental examination of the rational method, *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, vol. 93, No. HY6, nov., pp 353-370. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0001717>

SHINMA, T. A., e REIS, L. F. R. Incorporating multi-event and multi-site data in the calibration of SWMM. In 12th International CCWI (Computing and Control for the Water Industry) Conference, Perugia, Itália, 2013. 12th International CCWI (Computing and Control for the Water Industry) Conference., 2013.

SILVA, Paulo Vitor Santa Rosa et al. A drenagem urbana de águas pluviais no Município de Santo Estevão–BA. **Brazilian Journal of Development**, v. 6, n. 12, p. 102934-102946, 2020. <https://doi.org/10.34117/bjdv6n12-694>

SMITH, S. D.; BANKE, E. G. Variation of the sea surface drag coefficient with wind speed. **Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society**, v. 101, n. 429, p. 665-673, 1975. <https://doi.org/10.1002/qj.49710142920>

STUBCHAER, James M. The Santa Barbara urban hydrograph method. In: **Proceedings of the National Symposium on Urban Hydrology and Sediment Control, July 28-31, 1975**. 1975.

SUDECAP, Superintendência de Desenvolvimento da Capital. Caderno de Encargos Drenagem Sudecap. 4º edição. Cap. 19. Jan. 2020.

SURIYA, Sam; MUDGAL, B. V. Impact of urbanization on flooding: The Thirusoolam sub watershed–A case study. *Journal of hydrology*, v. 412, p. 210-219, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.05.008>

TAVARES, N. F. Análise numérica acoplada de fluxo aplicada à hidrologia de águas superficiais e subterrâneas. 2016. 128p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro Técnico Científico, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

TEIXEIRA, Lucas Florêncio da Cunha; MENESES FILHO, Anísio de Sousa. Avaliação de desempenho hidráulico de sarjetas no sistema de drenagem urbana: um estudo no bairro Aldeota, em Fortaleza (CE). *Rev. Tecnol. Fortaleza*, v. 41, n. 1, p. 1-15, jun. 2020. <https://doi.org/10.5020/23180730.2020.10757>

TERRA, Thiago Augusto. Análise do processo chuva-vazão utilizando o hidrograma unitário conceitual de nash na bacia hidrográfica do rio santana. 2021.

TOMAZ, P. Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais. 1 ed. São Paulo: Editora Navegar, 2002.

TOMAZ, P. Método Santa Bárbara. Curso de Manejo de Águas Pluviais. nov. 2012.

TUCCI, C.E.M. Estimativa do volume para controle da drenagem no lote. In: *Drenagem Urbana: Gerenciamento Simulação e Controle*. Benedito Braga, Carlos Tucci e Marcos Tozzi. 1º ed. Porto Alegre. Editora da UFRGS/ABRH, 1998. Cap. 12. p. 155-163.

TUCCI, C.E.M. (1993) *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. Porto Alegre: Ed, da Universidade: ABRH: EDUSP, 943 p.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli (Org.). *Hidrologia: ciência e aplicação*. 2. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade: ABHR, 1997.

TUCCI, C. E. M. *Modelagem Hidrológica*. 1 Edição ed. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS, 1998.

UBERLÂNDIA. Lei nº 10.686, de 20 de dezembro de 2010. ESTABELECE AS DIRETRIZES DO SISTEMA VIÁRIO DO MUNICÍPIO DE UBERLÂNDIA. Uberlândia, MG. Disponível em: <https://leismunicipais.com.br/a/mg/u/uberlandia/lei-ordinaria/2010/1069/10686/lei-ordinaria-n-10686-2010-estabelece-as-diretrizes-do-sistema-viario-do-municipio-de-uberlandia-revoga-os-dispositivos-legais-que-menciona-e-da-outras-providencias-2019-08-06-versao-consolidada>. Acesso em: 21 de Agosto de 2022.

URBANI, G. L., GRACIOSA, M. C. P., & VALVERDE, M. C. (2023). Delimitação de manchas de inundação na Bacia do Córrego do Ipiranga, São Paulo – SP, Brasil, com modelagem hidrológico-hidráulica. *Revista de Gestão de Água da América Latina*, 20, e13. <https://doi.org/10.21168/reg.v20e13>

USACE – US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. HEC-RAS River Analysis System. User’s Manual. Davis: HEC, 2010.

VERGÜTZ, L. A. A. Análise da implantação de reservatórios de retenção na bacia São Pedro e modelagem hidrodinâmica da avenida Rondon Pacheco. 2016. 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016. Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2016.335>.

WU, J. Wind stress over sea surface from breeze to hurricane. *Journal of Geophysical Research*.87(C12). p.9704-9706.1982. <https://doi.org/10.1029/JC087iC12p09704>

WINTER, Lucas Gabriel et al. Elaboração de manchas de inundação na área central de Pato Branco considerando aspectos urbanísticos. 2018. Dissertação de Mestrado. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

XMS Wiki contributors. "Rational Method Computing Hydrographs", XMS Wiki. (2020). https://www.xmswiki.com/wiki/WMS:Rational_Method_Computing_Hydrographs#:~:text=The%20Universal%20Rational%20Hydrograph%20uses,the%20resulting%20hydrograph%20is%20displayed.&text=Notice%20that%20the%20peak%20occurs,equal%20to%2011*tc. Acesso em 19 de maio de 2023.

ZUFFO, A. C.; LEME, P. E. Gradex e Santa Bárbara: método híbrido para cálculo de vazão de projeto para macro drenagem urbana. Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. João Pessoa - Paraíba. 2005.